

**Betonarme ve elik Yapıların Deprem Y¼klerinin de G¼z
¼n¼ne Alınarak
Optimum Boyutlandırılması**

Proje No: 106M490

Prof. Dr. Mehmet Polat SAKA
Alper AKIN
İbrahim AYDOĞDU

EKİM 2009
ANKARA

ÖNSÖZ

Yapı mühendisinin en önemli görevlerinden biri yapıları oluşturan elemanların boyutlarını yapının hayatı boyunca kendisinden beklenen fonksiyonu yerine getirecek biçimde belirlemektir. Günümüz dünyasında insan nüfusunun hızla arttığı ve buna karşılık kaynakların hızla azaldığı göz önüne alınırsa yapıların boyutlandırılmasının en uygun biçimde yapılmasının önemi açıkça ortaya çıkar. Bundan dolayı yapıların tasarım şartnamelerinde belirtilen hususları sağlayacak şekilde ve en az malzeme kullanımı ile boyutlandırılması günümüz yapı mühendisinin temel görevlerinden biri olmuştur. Buda optimizasyon yöntemlerinin yapı boyutlandırılmasına uygulanması ile elde edilen algoritmalarla başarılabilmektedir.

Bu projede çelik ve betonarme yapıların ulusal ve uluslararası şartnamelere göre minimum ağırlıklı ve/veya maliyetli boyutlandırılmasını yapan algoritmalar geliştirilmiştir. Bunun için Amerikan Beton Enstitüsünün (ACI 318-05) şartnamesi, Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsünün Yük ve Dayanım faktörü Tasarımı (LRFD-AISC), Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsünün Emniyet gerilmesi Tasarımı (ASD-AISC), Türk Standartları Enstitüsünün Çelik Yapıların tasarımı için hazırladığı (TS 648), Türk Standartları Enstitüsünün Betonarme yapılar için hazırladığı (TS 500) şartnamelerinde yapı elemanlarının sağlaması gereken hususlar boyutlandırma probleminin formülasyonunda göz önüne alınmış ve her bir husus sınırlayıcı olarak matematik modele dahil edilmiştir. Her bir şartname için ayrı bir boyutlandırma programı yazılmış ve geliştirilen optimum boyutlandırma algoritmasına istenilen tasarım şartnamesine göre optimum boyutlandırma yapma özelliği kazandırılmıştır. Ayrıca Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar için hazırlanmış TDY şartnamesindeki deprem yükleri de yapıların optimum boyutlandırılmasında göz önüne alınmıştır. Çelik yapıların optimum boyutlandırılmasında çerçeveyi oluşturan elemanların pratikte var olan çelik profiller arasından seçilmesi öngörülmüştür. Betonarme yapılar içinde pratikte tercih edilen kolon ve kiriş boyutlarından oluşan bir havuz geliştirilmiş ve yapıdaki elemanların boyutlarının bu havuzdaki kesitler arasında seçilmesi esas alınmıştır. Buna göre yukarıda adı verilen şartnamelerdeki sınırlamaları sağlayan ve pratikteki kesit tablolarından kesit seçilmesi gereken karar verme probleminin çözümü geçen yıllarda geliştirilen stokastik arama yöntemleri ile elde edilmiştir. Bu yöntemler arasından literatürde çokça rastlanan genetik algoritma, metal tavlama algoritması, harmoni arama yöntemi ve karınca kolonisi optimizasyonu yöntemleri seçilmiş ve her bir yöntem ayrı ayrı kullanılarak değişik şartnamelere göre optimum boyutlandırmalar yapılmıştır. Bu yöntemlerle elde edilen optimum tasarımlar birbirleri ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca elde optimum yapılar arasında ulusal ve uluslar arası şartnameler bakımından bir fark olup olmadığı araştırılmıştır.

Proje raporu altı bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde proje konusuna giriş yapılmış ve ikinci bölümde uzay çerçevelerin analizi için geliştirilen matris deplasman yöntemi açıklanmıştır. Üçüncü bölümde projede kullanılan stokastik arama yöntemleri açıklanarak literatürden alınan kaynaklı kiriş örneği üzerinde bu yöntemlerin uygulaması yapılmıştır. Dördüncü bölümde çelik yapıların TS 648 ve LRFD-AISC şartnamelerine göre karınca kolonisi optimizasyonu ve harmoni arama yöntemi ile optimum boyutlandırılması yapılmış ve boyutlandırma örnekleri verilmiştir. Beşinci bölümde çelik çerçevelerin TS648 e göre yapılan optimum boyutlandırılması diğer şartnamelere göre elde edilen optimum boyutlandırma sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Altıncı bölümde ise betonarme çerçevelerin TS 500 ve ACI 318-05 şartnamelerine göre ayrı ayrı optimum boyutlandırılması yapılmış ve elde edilen optimum sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Bu proje TÜBİTAK tarafından 106M490 numaralı proje olarak desteklenmiştir. Araştırmacılar sağlanan destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunmayı bir borç bilirler.

İÇİNDEKİLER

BÖLÜM 1	GİRİŞ	1
1.1	GİRİŞ	2
BÖLÜM 2	UZAY ÇERÇEVELERİN MATRİS DEPLASMAN YÖNTEMİ İLE ANALİZİ	4
2.1	GİRİŞ	5
2.2	ÇUBUK UÇ DÜĞÜM NOKTALARI YER DEĞİŞTİRME VEKTÖRÜ İLE UÇ KUVVETLERİ VEKTÖRÜ ARASINDAKİ BAĞINTI	6
2.3	ÇUBUK UÇ DÜĞÜM NOKTALARI LOKAL VE GLOBAL YER DEĞİŞTİRME VEKTÖRLERİ ARASINDAKİ BAĞINTI	7
2.4.	ÇERÇEVEYE ETKİYEN DIŞ YÜK VEKTÖRÜ İLE ÇUBUK UÇ KUVVETLERİ ARASINDAKİ BAĞINTI	10
2.5.	GLOBAL EKSEN TAKIMINDAKİ ÇUBUK RİJİTLİK MATRİSİ	11
2.6.	ÇUBUK GLOBAL RİJİTLİK MATRİSİNİN ÇERÇEVE GLOBAL RİJİTLİK MATRİSİNE YERLEŞTİRMESİ	11
2.7	ÇUBUK UCUNDA MAFSAL OLMASI DURUMU	13
2.7.1	Tip 1: İki ucu rijit bağlı çubuk türü	13
2.7.2	Tip 2: Birinci ucunda mafsal olan çubuk türü	14
2.7.3	Tip 3: İkinci ucunda mafsal olan çubuk türü	17
2.7.4	Tip 4: İki ucunda da mafsal olan çubuk türü	20
2.8	ÜÇ BOYUTLU ÇERÇEVE ANALİZİNİN GENEL ADIMLARI	22
2.9	BİLGİSAYAR PROGRAMI	22
2.10	SAYISAL ÖRNEKLER	24
2.10.1	SEKİZ ÇUBUKLU ÇERÇEVE	24
BÖLÜM 3	AYRIK DEĞİŞKENLİ OPTİMİZASYON PROBLEMLERİNİN ÇÖZÜMÜ İÇİN STOKASTİK ARAMA YÖNTEMLERİ	28
3.1	GİRİŞ	29
3.2	GENETİK ALGORİTMA	30
3.2.1	Seçme	30
3.2.2	Genetik değişim	31
3.2.3	Mutasyon	32
3.2.4	Genetik algoritmanın adımları	32
3.3	METAL TAVLAMA OPTİMİZASYON ALGORİTMASI	33
3.4	KARINCA KOLONİSİ OPTİMİZASYON ALGORİTMASI	34
3.5	HARMONİ ARAMA YÖNTEMİ	37
3.6	SAYISAL ÖRNEK	40
BÖLÜM 4	ÇELİK ÇERÇEVELERİN KARINCA KOLONİSİ OPTİMİZASYONU YÖNTEMİ İLE LRFD-AISC ve TS 648 ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASI	44
4.1	ÇELİK ÇERÇEVELERİN LRFD-AISC ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASI	45
4.1.1	İKİ YÖNLÜ EĞİLME MOMENTİ VE EKSENEL KUVVET ETKİSİNDEKİ PROFİLİNİN TASARIMI	46

4.1.1.1	Çekme Çubukları için Pn'nin hesabı	47
	Mu nun hesabı	47
4.1.1.2		
4.1.1.3	Mn in hesaplaması	48
4.1.1.3.1	Akma Sınır Durumu	48
4.1.1.3.2	Yanal burkulma sınır durumu	49
4.1.1.3.3	Profil başlığının yerel burkulma sınır durumu	51
4.1.1.3.4	Profil gövdesinin yerel burkulma sınır durumu	51
4.1.1.4	Basınç Çubukları için Pn nin hesabı	53
4.1.1.4.1	Etkili boy uzunluğu ve narinlik sınır koşulu	53
4.1.1.4.2	Burkulma sınır koşulu	53
4.1.1.5	ÖRNEK PROBLEM	54
4.1.2	BİNALARIN ASCE YÜK STANDARTLARI EŞDEĞER DEPREM YÖNTEMİ İLE DEPREM YÜKÜNÜN BELİRLENMESİ	62
4.1.2.1	Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemin Kullanılması için Gerekli Kısıtlamalar	62
4.1.2.1.1	Sismik Tepki Katsayısının Hesabı	62
4.1.2.1.2	Spektral İvme Katsayılarının Hesabı	63
4.1.2.1.3	Yapının deprem Sırasındaki Ağırlığının (W) Hesabı	64
4.1.1.1	Katlara etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	64
4.1.1.2	Katlardaki Deprem Yüğü'nün Kolonların üzerindeki düğüüm noktalarına Aktarılması	64
4.1.1.3	Örnek Problem	66
4.2	ÇELİK ÇERÇEVELERİN TS-648 ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASI	72
4.2.1	ÇELİK ÇERÇEVE ELEMANLARININ TS-648 ŞARTNAMESİNE GÖRE TAHKİKİ	72
4.2.1.1	Çekmeye Çalışan Çubukların Tahkiki	72
4.2.1.2	Merkezi Basınca Çalışan Çubukların Tahkiki	72
4.2.1.3	Yalnız Eğilmeye Çalışan Çubukların Tahkiki	73
4.2.1.4	Eksenel Basınç Kuvveti Ve Eğilmeye Çalışan Çubukların Tahkiki	74
4.2.1.5	SAYISAL ÖRNEK	76
4.2.2	BİNALARIN DEPREM BÖLGELERİNDE YAPILACAK BİNALAR HAKKINDA YÖNETMELİĞİ (DBYBHY) EŞDEĞER DEPREM YÖNTEMİ İLE DEPREM YÜKÜNÜN BELİRLENMESİ	79
4.2.2.1	Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemin Kullanılması için Gerekli Kısıtlamalar	79
4.2.2.2	Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü'nün Belirlenmesi	79
4.2.2.2.1	Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi	80
4.2.2.2.2	Spektral İvme Katsayısının Hesabı	80
4.2.2.3	Etkin Yer İvmesi Katsayısı	80
4.2.2.4	Bina Önem Katsayısı	81
4.2.2.5	Spektrum Katsayısı	81
4.2.2.5.1	Elastik Deprem Yüklerinin Azaltılması: Deprem Yüğü Azaltma Katsayısının Hesabı	81

4.2.2.5.2	Yapının Deprem Esnasındaki Toplam Ağırlığının Hesabı	81
4.2.2.6	Katlara etkileyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	82
4.2.2.7	Göz önüne Alınacak Yer değiştirme Bileşenleri ve Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları	82
4.2.2.8	Katlardaki Deprem Yükünün Kolonların üzerindeki düğüm noktalarına Aktarılması	83
4.2.2.9	Örnek Problem	83
4.3	ÇELİK ÇERÇEVELERİN KARINCA KOLONİSİ OPTİMİZASYONU YÖNTEMİ İLE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASI	88
4.3.1	MATEMATİK MODEL	88
4.3.2	KARINCA KOLONİSİ OPTİMİZASYONU ALGORİTMASI	89
4.3.3	KARINCA KOLONİSİ OPTİMİZASYONU YÖNTEMİNDEKİ PARAMETRELERİN SEÇİMİ	92
4.4	SAYISAL ÖRNEKLER	93
4.4.1	Üç Açıklıklı Onbeş Katlı Çerçeve	93
4.4.2	Yüzotuziki Çubuklu Üç Boyutlu Çelik Çerçeve	95
4.4.3	Yüzatmışsekiz Çubuklu Üç Boyutlu Çelik Çerçeve	97
4.4.4	Beşyüzatmışsekiz Elemanlı Üç Boyutlu Çelik Çerçeve	100
4.5	SONUÇLAR	104
BÖLÜM 5	ÇELİK ÇERÇEVELERİN TS648 e GÖRE YAPILAN OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASININ ULUSLARARASI DİĞER ŞARTNAMESİLE KARŞILAŞTIRILMASI	105
5.1	GİRİŞ	105
5.2	DÜZLEM ÇELİK ÇERÇEVELERİN TS 648 ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMA PROBLEMİNİN MATEMATİK MODELİ	106
5.3	HARMONİ ARAMA YÖNTEMİ	110
5.4	DÜZLEM ÇELİK ÇERÇEVELERİN BS 5950 İNGİLİZ ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMA PROBLEMİNİN MATEMATİK MODELİ	115
5.5	DÜZLEM ÇELİK ÇERÇEVELERİN LRFD-AISC AMERİKAN ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMA PROBLEMİNİN MATEMATİK MODELİ	117
5.6	DÜZLEM ÇELİK ÇERÇEVELERİN ASD-AISC AMERİKAN ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMA PROBLEMİNİN MATEMATİK MODELİ	119
5.7	SAYISAL ÖRNEKLER	120
5.7.1	Altı katlı ve iki açıklıklı çerçeve	120
5.7.2	Onbeş katlı ve üç açıklıklı çerçeve	122
5.8	SONUÇLAR	125
BÖLÜM 6	BETONARME ÇERÇEVELERİN HARMONİ TARAMA YÖNTEMİ İLE ACI 318-08 ve TS500 ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASI	126
6.1	Giriş	127
6.2	Betonarme Çerçevelerin Tasarımı	130

6.2.1	Malzeme Tasarım Dayanımları ve Yük Katsayıları	130
6.2.2	Eksenel Yük ve Eğilme Momenti Etkisi Altındaki Elemanların Taşıma Gücü	130
6.2.3	Eğilme Momenti Etkisi Altındaki Elemanların Taşıma Gücü	134
6.2.4	Kesme Kuvveti Etkisi Altındaki Elemanların Taşıma Gücü	135
6.2.5	Çerçevelere Etkiyen Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	137
6.3	Betonarme Çerçevelerin Optimizasyonu Probleminin Modellenmesi	140
6.3.1	Amaç Fonksiyonu	141
6.3.2	Tasarım Değişkenleri	142
6.3.3	Sınırlayıcılar	148
6.4	Sayısal Uygulamalar	156
6.4.1	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve	156
6.4.2	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve	167
6.4.3	Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçeve	178
6.5	Sonuçlar	187
	Kaynaklar	188

Tablolar Listesi

Tablo 2.1	Üç boyutlu çerçevede göz önüne alınan çubuk türleri	13
Tablo 2.2	Sekiz çubuklu çerçevenin geliştirilen bilgisayar programı için giriş bilgileri	25
Tablo 2.3	Düğüm noktaları yer değiştirmeleri ve dönmeleri	25
Tablo 2.4	Çubuk uç kuvvet ve momentleri	26
Tablo 2.5	Strand7 yazılımı ile elde edilen düğüm noktaları yer değiştirmeleri ve dönmeleri	27
Tablo 2.6	Strand7 yazılımı ile elde edilen çubuk uç kuvvetleri	27
Tablo 3.1	Kaynaklı Kiriş için farklı yöntemlerle elde edilmiş optimum çözümler	43
Tablo 4.1	Çerçevenin yatay ötelenmesi engellenerek yapılan analizi sonucunda bulunan çubuk uç kuvvetleri ve momentleri	55
Tablo 4.2	Çerçevenin sadece yatay yükler altında ötelenmesi engellenmeden yapılan analiz sonucunda elde edilen çubuk uç kuvvetleri ve momentleri	56
Tablo 4.3	Kat ağırlıkları	68
Tablo 4.4	Katlara aktarılmış deprem yükleri	69
Tablo 4.5	Deprem kuvvetinin X yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında x yönünde oluşan kuvvetler	69
Tablo 4.6	Deprem kuvvetinin X yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında z yönünde oluşan kuvvetler	70
Tablo 4.7	Deprem kuvvetinin Y yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında y yönünde oluşan kuvvetler	70
Tablo 4.8	Deprem kuvvetinin Y yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında x yönünde oluşan kuvvetler	71
Tablo 4.9	Çubuk uç kuvvetleri ve momentleri	77
Tablo 4.10	Kat Ağırlıkları	84
Tablo 4.11	Fiktif yükler	84
Tablo 4.12	Fiktif yük sonucunda oluşan yatay ötelenmeler	84
Tablo 4.13	Katlara aktarılmış deprem yükleri	85
Tablo 4.14	Deprem kuvvetinin X yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında x yönünde oluşan kuvvetler	86
Tablo 4.15	Deprem kuvvetinin X yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında y yönünde oluşan kuvvetler	86
Tablo 4.16	Deprem kuvvetinin Y yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında y yönünde oluşan kuvvetler	87
Tablo 4.17	Deprem kuvvetinin Y yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında x yönünde oluşan kuvvetler	87
Tablo 4.18	Üç açıklıklı 15 katlı iki boyutlu çerçeve en iyi tasarımlar	94
Tablo 4.19	Yüzotuziki çubuklu üç boyutlu çelik çerçeve en iyi tasarımlar	96
Tablo 4.20	Sekiz katlı yüzatmışsekiz elemanlı üç boyutlu çelik çerçeve en iyi tasarımlar	99
Tablo 4.21	Beşyüzatmışsekiz çubuklu çerçeveye etkiyen yatay yükler	102
Tablo 4.22	Beşyüzatmışsekiz çubuklu üç boyutlu çelik çerçeve en iyi tasarımlar	103
Tablo 5.1	IPE ve IPBv KESİTLERİ HAVUZU	112
Tablo 5.2	16 iterasyon sonra harmoni bellek matrisi	113

Tablo 5.3	1168 iterasyon sonra harmoni bellek matrisi	114
Tablo 5.4	Bir katlı ve bir açıklıklı basit çelik çerçevenin optimum	114
Tablo 5.5	Altı katlı iki açıklıklı çelik çerçevenin optimum profil kesitleri	121
Tablo 5.6	Onbeş katlı ve üç açıklıklı çerçevenin optimum profil kesitleri	124
Tablo 5.7	Onbeş katlı ve üç açıklıklı çerçeve için değişik stokastik arama yöntemleri ve değişik şartnamelere göre elde edilmiş optimum profil kesitleri	125
Tablo 6.1	Tasarım hesap değerlerinin bulunmasında kullanılan Yük Kombinezonları	130
Tablo 6.2	Etkin Yer İvmesi Katsayıları	138
Tablo 6.3	Bina Önem Katsayıları	138
Tablo 6.4	Hareketli Yük Katılım Katsayıları	138
Tablo 6.5	Spektrum Karakteristik Periyotları	139
Tablo 6.6	Kolon grubuna ait tasarım değişkenleri için tasarım değişkeni havuzu	143
Tablo 6.7	iriş grubuna ait tasarım değişkenleri için tasarım değişkeni havuzu.	146
Tablo 6.8	Optimizasyon probleminde tanımlanan sınırlayıcıların Türk ve Amerikan şartnamelerine göre değerlendirilmesi	155
Tablo 6.9	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneği için kullanılan değerler	156
Tablo 6.10	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneği için elde edilen optimum maliyetler	166
Tablo 6.11	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneği için kullanılan değerler	167
Tablo 6.12	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneği için elde edilen optimum maliyetler	177
Tablo 6.13	Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçeve örneği için kullanılan değerler	178
Tablo 6.14	Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçeve örneği için elde edilen optimum maliyetler	186

Şekiller Listesi

Şekil 2.1	Üç boyutlu çerçeve	5
Şekil 2.2	Çubuk uç yer değiştirmeleri ve uç kuvvetleri	5
Şekil 2.3	Üç boyutlu çerçevenin AB çubuğunun boyunun hesabı	8
Şekil 2.4	Lokal x ekseni global Y ekseni ile aynı yönde uzay çerçeve çubuğu	8
Şekil 2.5	Lokal x ekseni global Y ekseni ile ters yönde uzay çerçeve çubuğu	9
Şekil 2.6	Üç boyutlu sekiz çubuklu çerçeve	12
Şekil 2.7	Sekiz çubuklu üç boyutlu çerçevenin global rijitlik matrisinde bilgisayar belleğinde depolanan terimlerin adresleri	12
Şekil 2.8	Birinci ucunda mafsal olan üç boyutlu çerçeve çubuğu	14
Şekil 2.9	İkinci ucunda mafsal olan üç boyutlu çerçeve çubuğu	17
Şekil 2.10	İki ucunda da mafsal olan üç boyutlu çerçeve çubuğu	20
Şekil 2.11	Yazılan bilgisayar programının akış diyagramı	23
Şekil 2.12	Sekiz çubuklu çerçeve	24
Şekil 3.1	Karıncağın en kısa yolu bulmaları	35
Şekil 3.2	Yeni harmoni bellek vektörünün hazırlanması	40
Şekil 3.3	Kaynaklı Kiriş Boyutlandırılması	41
Şekil 4.1	Örnek problem	54
Şekil 4.2	Kolon ve kiriş bağlantıları	65
Şekil 4.3	132 Elemanlı üç boyutlu çelik çerçeve	67
Şekil 4.4	Örnek problem, iki açıklıklı tek katlı çerçeve	76
Şekil 4.5	Üç açıklıklı onbeş katlı iki boyutlu çerçeve	93
Şekil 4.6	Üç açıklıklı 15 katlı iki boyutlu çerçeve arama geçmişi	94
Şekil 4.7	Yüzotuziki çubuklu üç boyutlu çelik çerçeve arama geçmişi	97
Şekil 4.8	Yüzatmışsekiz çubuklu üç Boyutlu Çelik Çerçeve	98
Şekil 4.9	Sekiz katlı yüzatmışsekiz çubuklu üç boyutlu çelik çerçevenin arama geçmişi	100
Şekil 4.10	Beşyüzatmışsekiz çubuklu üç boyutlu çelik çerçeve	101
Şekil 4.11	Beşyüzatmışsekiz çubuklu üç boyutlu çelik çerçeve arama geçmişi	104
Şekil 5.1	Bir açıklıklı ve bir katlı çelik çerçeve	111
Şekil 5.2	Altı katlı iki açıklıklı çelik çerçeve	121
Şekil 5.3	Onbeş katlı, üç açıklıklı çelik çerçeve	123
Şekil-6.1	Kolonların P-M diyagramlarının elde edilmesinde kullanılan deformasyon durumları	131
Şekil-6.2	Betonarme kesitlerde oluşan kuvvetler	132
Şekil-6.3	Kapasite azaltılma katsayısının birim şekil değiştirmeye göre değişimi	133
Şekil-6.4	Kolonların P-M karşılıklı etki diyagramları	134
Şekil-6.5	Eğilmeye maruz kesitte oluşan deformasyon ve kuvvetler	134
Şekil-6.6	Hesaplanan Deprem Yüklerinin Katlara Etkitilmesi	140
Şekil-6.7	Kolon elemanlar için tasarım değişkenleri	142
Şekil-6.8	Kiriş grupları için kullanılan tasarım değişkenleri	146
Şekil-6.9	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin boyutları, yükleme durumu ve eleman gruplandırması	157
Şekil-6.10	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi	158
Şekil-6.11	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü	159

Şekil-6.12	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kiriş grubu 1 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma	160
Şekil-6.13	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kiriş grubu2 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma	161
Şekil-6.14	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500'e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi	162
Şekil-6.15	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü	163
Şekil-6.16	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500' e göre optimum tasarımında kiriş grubu1 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma	164
Şekil-6.17	Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500' e göre optimum tasarımında kiriş grubu 2 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma	165
Şekil-6.18	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin boyutları, yükleme durumu ve eleman gruplandırması	168
Şekil-6.19	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi	169
Şekil-6.20	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü	170
Şekil-6.21	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kiriş grubu 1 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma	171
Şekil-6.22	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kiriş grubu2 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma	172
Şekil-6.23	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500'e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi	173
Şekil-6.24	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü	174
Şekil-6.25	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500' e göre optimum tasarımında kiriş grubu1 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma	175
Şekil-6.26	Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500' e göre optimum tasarımında kiriş grubu 2 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma	176
Şekil-6.27	Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin boyutları, yükleme durumu ve eleman gruplandırması	179
Şekil-6.28	Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi	180
Şekil-6.29	Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü	181
Şekil-6.30	Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kiriş grubu 1 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma	182

Şekil-6.31	Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin TS500'e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi	183
Şekil-6.32	Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin TS500'e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü	184
Şekil-6.33	Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin TS500'e göre optimum tasarımında kiriş grubu 1 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma	185

ÖZET

Bu projede iki ve üç boyutlu çelik çerçeveler ve düzlem betonarme çerçeveleri optimum boyutlandırılan bir yapısal optimizasyon yöntemi geliştirilmiştir. Çelik çerçevelerin optimum boyutlandırılması probleminde amaç fonksiyonu olarak minimum ağırlık alınmış ve betonarme çerçevelerin optimum boyutlandırma probleminde ise yapı maliyetinin minimum yapılması erişilmesi gereken hedef olarak seçilmiştir. Boyutlandırma sınırlayıcıları olarak Amerikan Beton Enstitüsünün ACI 318-05 şartnamesi, Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsünün Yük ve Dayanım faktörü Tasarımı LRFD-AISC, Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsünün Emniyet gerilmesi Tasarımı ASD-AISC, Türk Standartları Enstitüsünün Çelik Yapıların tasarımı için hazırladığı TS 648, Türk Standartları Enstitüsünün Betonarme yapılar İçin hazırladığı TS 500 şartnamelerinde belirtilmiş sınırlayıcılar alınmıştır. Ayrıca Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar için hazırlanmış TDY şartnamesindeki deprem yükleri de yapıların optimum boyutlandırılmasında göz önüne alınmıştır. Geliştirilen optimum boyutlandırma algoritması çelik yapıların optimum boyutlandırılmasında çerçeve elemanlarının pratikte var olan çelik profiller arasından seçmesi gerekmektedir. Betonarme çerçevelerde de kiriş ve kolon boyutlarının yine pratikte tercih edilen değerler arasından seçilmesi esas alınmıştır. Bu gereksinimler altında optimum boyutlandırma problemi ayrık değişkenli karar verme problemine dönüşmektedir. Literatürde kombinasyonel optimizasyon problemlerinin çözümü için geliştirilmiş stokastik arama yöntemlerinin bu tür karar verme problemlerinin çözümünde başarı ile kullanılabileceği belirtilmektedir. Bu çalışmada bu yöntemlerden genetik algoritma, metal tavlama algoritması, harmoni arama yöntemi ve karınca kolonisi yöntemi ayrı ayrı kullanılarak yukarıda tanımlanan optimum boyutlandırma probleminin çözümünde kullanılmıştır. Uygulama olarak birkaç çelik ve betonarme çerçevenin geliştirilen optimum boyutlandırma algoritması ile değişik şartnamelere göre optimum tasarımı yapılmış ve elde edilen optimum sonuçlar birbirleri ile karşılaştırılarak ulusal şartnamelerin gözden geçirilmesinin gerekli olup olmadığı araştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Harmoni Arama Algoritması, Karınca Kolonisi Optimizasyonu, Metal Tavlama benzeşimi, Genetik Algoritma, Betonarme Yapılar, Çelik yapılar

ABSTRACT

In this project a structural optimization algorithm is developed for the optimum design of two and three dimensional steel frames and plane reinforced concrete frames. In the optimum design problem of steel frames the minimum weight is taken as objective function while in the optimum design problem of reinforced concrete frames the objective is taken as the minimum cost. The design constraints are included in the optimum design problems as they are defined in ACI 318-05 (American Concrete Institution), LRFD-AISC (Load and Resistance Factor Design- American Institute of Steel Construction), ASD-AISC (Allowable Stress Design- American Institution of Steel Construction), TS648 (Turkish Standard for the design of steel standards), TS 500 (Turkish Standard for the design of reinforced concrete structures) and TDY (The Standard for Buildings in Regions of Catastrophe) which covers the earthquake loads. In the optimum design of steel frames it is required that the design algorithm has to select appropriate steel profiles from the steel section table available in the practice. Similarly in the optimum design of reinforced concrete frames the dimensions of beam and column sections are selected in from a design pool which consists of values that are preferred in practice. Such requirement turns the programming problem into a discrete programming problem. The recent stochastic search techniques of combinatorial optimization are reported to be effective in finding the solution of such decision making problems. Among these algorithms the genetic algorithm, simulating annealing, harmony search method and ant colony optimization techniques are used to obtain the solution of the design problem formulated. Number of steel and reinforced concrete frames is designed by the design algorithm developed and the optimum results obtained according to national and international codes are compared in order to determine whether the national design codes needs amendments.

Keywords: Harmony search algorithm, Ant colony, optimization, Simulating Annealing, Genetic Algorithm, Reinforced concrete structures, Steel structures

BÖLÜM 1

GİRİŞ

1.1 GİRİŞ

Günümüz dünyasında genel olarak kat sayısı fazla olmayan konut tipi binalarda betonarme yapı türü tercih edilirken, endüstri yapılarında ve çok katlı binalarda ise çelik yapı türü uygulanmaktadır. Ülkemizde de aynı eğilim gözlenmekte ve gelişmişlik düzeyimizin artması ile iş merkezlerinin yer aldığı çok katlı çelik yapıların başta İstanbul olmak üzere diğer şehirlerimizde de gökyüzüne doğru yükselmeye başladığı görülmektedir. Deprem kuşağında yer alan ülkemizde yapılacak olan gerek betonarme ve gerekse çelik yapıların boyutlandırılmalarında fazlaca titizlik gösterilmesi gereği ne kadar vurgulansa azdır. Nitekim geçmiş yıllardaki deprem felaketlerinde yaşanan gerek bina ve gerekse buna bağlı olan can kaybının yüksek oluşu bu titizliğin gösterilmediğinin kanıtıdır. Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında kesitlerin sağlam olur kanısıyla büyük değerlerde seçilmesi hem yapının gereksiz yere ağır olmasına hem de bina maliyetinin artmasına sebep olmaktadır. Oysa yapı tasarımında optimizasyon yöntemlerinin kullanılması eleman kesitlerinin tasarım şartnamelerinin gerektirdiği dayanıma sahip ve aynı zamanda da bina maliyetinin minimum olduğu çözümlerin bulunmasına imkan sağlamaktadır. Bu da yapıyı hayatı boyunca etkileyecek yüklere karşı yeterince güçlü kılmakta ve gereksiz kaynak israfını önlemektedir.

Yapı boyutlandırılması probleminin optimizasyon problemi olarak formüle edilmesi yapı ağırlığının veya maliyetinin amaç fonksiyonu olarak alınıp minimize edildiği ve yapıyı teşkil eden elemanların şartnamelerce belirlenen taşıma gücüne sahip ve yapının etkiyen dış yükler altındaki yer değiştirmelerinin yine şartnamelerce belirlenen sınırların içinde kalan değerlerde olmasının gerektiği bir programlama probleminin çözümüne dönüştürmektedir. Bu tür karar verme problemleri matematiksel olarak formüle edildiğinde aşağıda gösterilen matematik programlama problemi elde edilmektedir.

$$\begin{aligned} \text{Min } W &= \sum_{i=1}^{nm} w(m_i) \\ \text{Subject to} \\ h_j(s_i) &\leq 0 \quad , \quad j = 1, \dots, ns \\ g_k(s_i) &\leq 0 \quad , \quad k = 1, \dots, nm \\ s_i^l &\leq s_i \leq s_i^u \quad , \quad i = 1, \dots, nm \end{aligned} \quad (1.1)$$

Burada W çerçevenin ağırlığı, m_i çerçevede yer alan eleman i nin birim boyunun ağırlığı, s_i bu eleman için seçilen kesit türünü (çelik yapı için çelik kesit tablosundan ve betonarme yapı için belirlenen kesit havuzundan) ve nm yapıdaki toplam eleman sayısını göstermektedir. $h_j(s_i)$ eşitsizliği çerçevenin j düğüm noktasında dış yükler altında oluşan en büyük yer değiştirmenin şartnamelerce belirlenen sınırlardan küçük olması sınırlayıcısını ve ns is bu tür sınırlayıcıların toplam sayısını temsil etmektedir. $g_k(s_i)$ ise i elemanının taşıma gücü yöntemine göre hesaplanmış dayanımının yine şartnamelerce belirlenen sınırlar içerisinde kalmasını sağlayacak sınırlayıcıları göstermektedir. Bu tür sınırlayıcıların sayısı çerçeveyi oluşturan elemanların sayısı kadardır. (1.1) problemindeki en son sınırlayıcı ise eleman kesitlerine pratik açıdan uygulanabilecek alt ve üst sınırları temsil etmektedir.

Bu projede üç boyutlu çerçeve olarak modellenebilen çelik veya betonarme yapıların deprem ve diğer yükler altında yapı davranışının şartnamelerce belirlenen sınırlar içerisinde kalacak şekilde optimum eleman boyutlarını veren bir algoritma geliştirilmiştir. Bunun için ilk olarak optimum boyutlandırma problemi şartnamelerce belirlenen kısıtlamaları göz önüne alarak (1.1) de gösterilen türde bir programlama problemi olarak formüle edilmiş ve çözümünü de son yıllarda geliştirilmiş olan stokastik arama yöntemleri ile elde edilmiştir. Bu yöntemler arasında genetik algoritma, metal tavlama algoritması, karınca kolonisi algoritması ve harmoni arama yöntemleri yapısal optimizasyon tekniklerinin geliştirilmesinde başarı ile uygulanmıştır. Stokastik arama yöntemleri ardı sıra yaklaşımlarla çözüme gittiğinden her adımda yapının göz önüne alınan yükler altındaki davranışının hesaplanıp şartnamelerce belirlenen sınırlardan ne kadar uzak veya bu sınırlara ne kadar yakın olduğunun belirlenmesini gerektirir. Buda yapının dış yükler altında analizinin yapılması ile anlaşılabilir. Buraya kadar belirtilenler toplu olarak sıralanırsa bu projede yapıların optimum boyutlandırması yapan yazılım aşağıdaki adımlar gerçekleştirilerek ortaya çıkarılmıştır.

1. Üç boyutlu çerçeve olarak modellenebilen yapıların dış yükler altında analizini yapan bilgisayar programının yazılması.
2. Çelik yapı elemanlarının LRFD-AISC (Amerikan Çelik Yapı Enstitüsü-Yük ve Dayanım Faktörü Tasarımı) ile TS 648 (Çelik yapıların Hesap ve yapım Kuralları) na göre ve betonarme yapı elemanlarının ise ACI 318-05 (Amerikan Beton Enstitüsü Betonarme Yapıların Tasarım Kuralları) ile TS 500 (Betonarme yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları) ve TDY (Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar hakkında Yönetmelik) lere göre taşıma güçlerinin hesabını yapan bilgisayar programlarının yazılması.
3. Optimum boyutlandırma probleminin çözümünü bulacak olan stokastik arama yöntemlerinden genetik algoritma, metal tavlama algoritması, karınca kolonisi ve harmoni arama yönteminin bilgisayar programlarının yazılması.
4. Yukarıda belirtilen üç programın birleştirilerek çelik veya betonarme yapıların optimum eleman boyutlarını veren ana bilgisayar programının elde edilmesi.

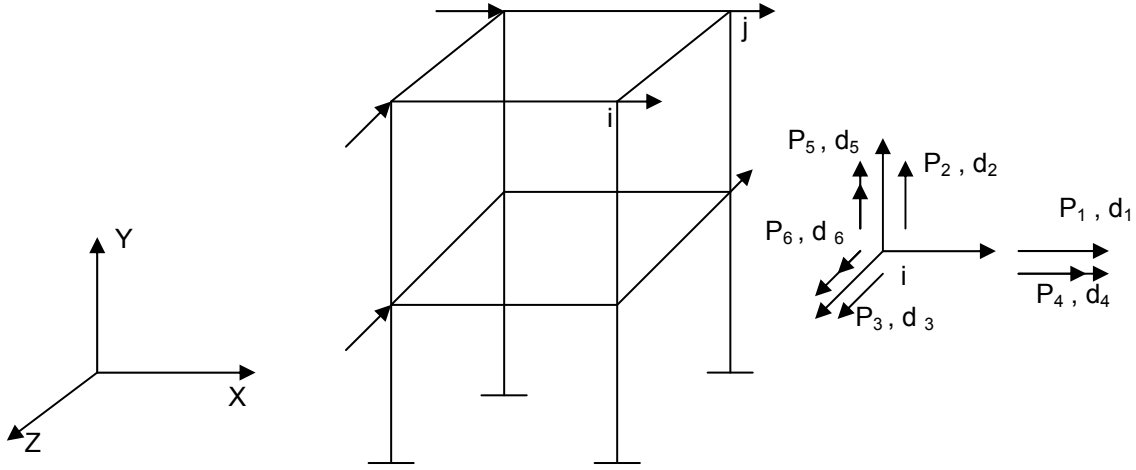
Projede ilk olarak üç boyutlu çerçevelerden oluşan ve genel yükleme durumuna maruz kalan yapıların analizini yapan bir program FORTRAN dilinde kodlanmış ve bu programla seçilen örnek çerçevelerin analizi yapılmıştır. Elde edilen düğüm noktaları deplasmanları ile çubuk uç kuvvetleri ve momentleri bu proje kapsamında satın alınan STRAND7 ticari yazılımı kullanılarak yapılan analiz sonucu elde edilen değerlerle karşılaştırılarak sağlanması yapılmıştır.

BÖLÜM 2

UZAY ÇERÇEVELERİN MATRİS DEPLASMAN YÖNTEMİ İLE ANALİZİ

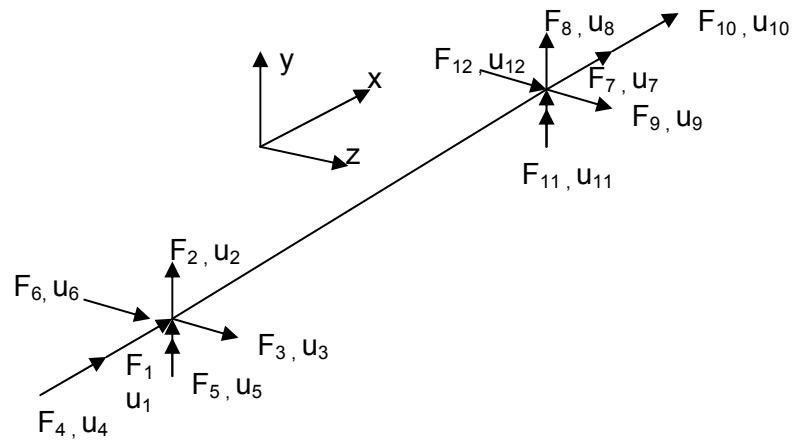
2.1 GİRİŞ

Üç boyutlu çerçevelerde bir düğüm noktasında altı serbestlik derecesi vardır. Dış yükler altında şekil değiştiren yapının herhangi bir i düğüm noktasının üç boyutlu eksen takımına göre yeni konumu şekil 2.1 de gösterildiği gibi altı yer değiştirme terimi ile tanımlanır. Bunlar X, Y ve Z eksenleri doğrultusundaki d_1, d_2, d_3 yer değiştirmeleri ile bu eksenler etrafındaki d_4, d_5, d_6 dönmeleridir.



Şekil 2.1 Üç boyutlu çerçeve

Dolayısıyla şekil 2.1 de gösterilen global eksen takımında i düğüm noktasının yer değiştirme vektörü $\{D_i\} = \{d_1 d_2 d_3 d_4 d_5 d_6\}$ şeklindedir. Buna karşı gelen i düğüm noktasındaki dış yük vektörü ise $\{P_i\} = \{P_1 P_2 P_3 P_4 P_5 P_6\}$ olarak tanımlanır. Burada P_1, P_2, P_3 sırası ile i düğüm noktasına etkiyen tekil yükün X, Y, Z eksenleri doğrultusundaki bileşenleri ve P_4, P_5, P_6 ise bu düğüm noktasına etkiyen momentin yine aynı eksenler doğrultusundaki bileşenleridir.



Şekil 2.2 Çubuk uç yer değiştirmeleri ve uç kuvvetleri

Yapının dış yükler altında şekil değiştirmesi sonucu yapıyı teşkil eden elemanların uç düğüm noktalarında yer değiştirmeler ve iç etkiler oluşur. Bu yer değiştirmeler ve etkiler şekil 2.2 de gösterilen lokal eksen takımında tanımlanır. Bu lokal eksen takımında x eksenini elemanın doğrultusunda olup diğerleri buna göre yerleştirilir. Şekil 2.2 de gösterildiği gibi çubuk uç kuvvet vektörü $\{F_i\} = \{F_1 F_2 F_3 F_4 F_5 F_6\}$ şeklinde olup bunlardan F_1, F_2, F_3 sırası ile çubuğun birinci ucunda oluşan normal kuvveti, y ve z eksenleri doğrultusundaki kesme kuvvetlerini temsil etmektedir. F_4, F_5, F_6 ise sırası ile burulma momenti ve y ve z eksenleri etrafındaki eğilme momentlerini göstermektedir. Buna karşı gelen çubuk uç düğüm noktaları yer değiştirmeleri vektörü de $\{U_i\} = \{u_1 u_2 u_3 u_4 u_5 u_6\}$ şeklindedir.

2.2 ÇUBUK UÇ DÜĞÜM NOKTALARI YER DEĞİŞTİRME VEKTÖRÜ İLE UÇ KUVVETLERİ VEKTÖRÜ ARASINDAKİ BAĞINTI

Çubuk uç düğüm noktaları uç kuvvetleri ile yer değiştirme vektörü arasındaki bağıntı aşağıda verildiği gibidir.

$$\{F_i\} = [k_i]\{U_i\} \quad (2.1)$$

Burada $[k]$ lokal koordinat sisteminde çubuk rijitlik matrisidir. Üç boyutlu çerçevenin bir çubuğunun rijitlik matrisi (12×12) boyutunda olup bağıntı (2.1) gösterilen terimlerden oluşur. Bu matrisin her kolonu o kolona karşı gelen serbestlik derecesine birim değer verip diğer serbestlik derecelerini sıfır yapıldığında çubuğun uçlarında oluşan tepkilerin hesaplanması ile elde edilir. Bununla ilgili detaylı bilgi kaynak (COATES,1980 ve diğerleri) de verilmiştir ve burada yer darlığı dolayısıyla tekrarlanmamıştır. Rijitlik matrisindeki E ve G çubuk malzemesinin elastisite ve kayma modüllerini, A çubuğun kesit alanını, I_y ve I_z y ve z lokal eksenlerine göre atalet momentlerini, J burulma atalet momentini ve ℓ de çubuğun boyunu göstermektedir.

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{4EI_y}{\ell} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{2EI_y}{\ell} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{\ell} & 0 & -\frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{\ell} \\ -\frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & \frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{\ell^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{2EI_y}{\ell} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{4EI_y}{\ell} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{\ell} & 0 & -\frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{\ell} \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

2.3 ÇUBUK UÇ DÜĞÜM NOKTALARI LOKAL VE GLOBAL YER DEĞİŞTİRME VEKTÖRLERİ ARASINDAKİ BAĞINTI

Çubuk uç düğüm noktalarının lokal eksen takımındaki yer değiştirmeleri ile aynı düğüm noktalarının global eksen takımındaki yer değiştirmeleri arasında aşağıda yazılan bağıntı mevcuttur.

$$\{U_i\} = [B_i]\{D_i\} \quad (2.3)$$

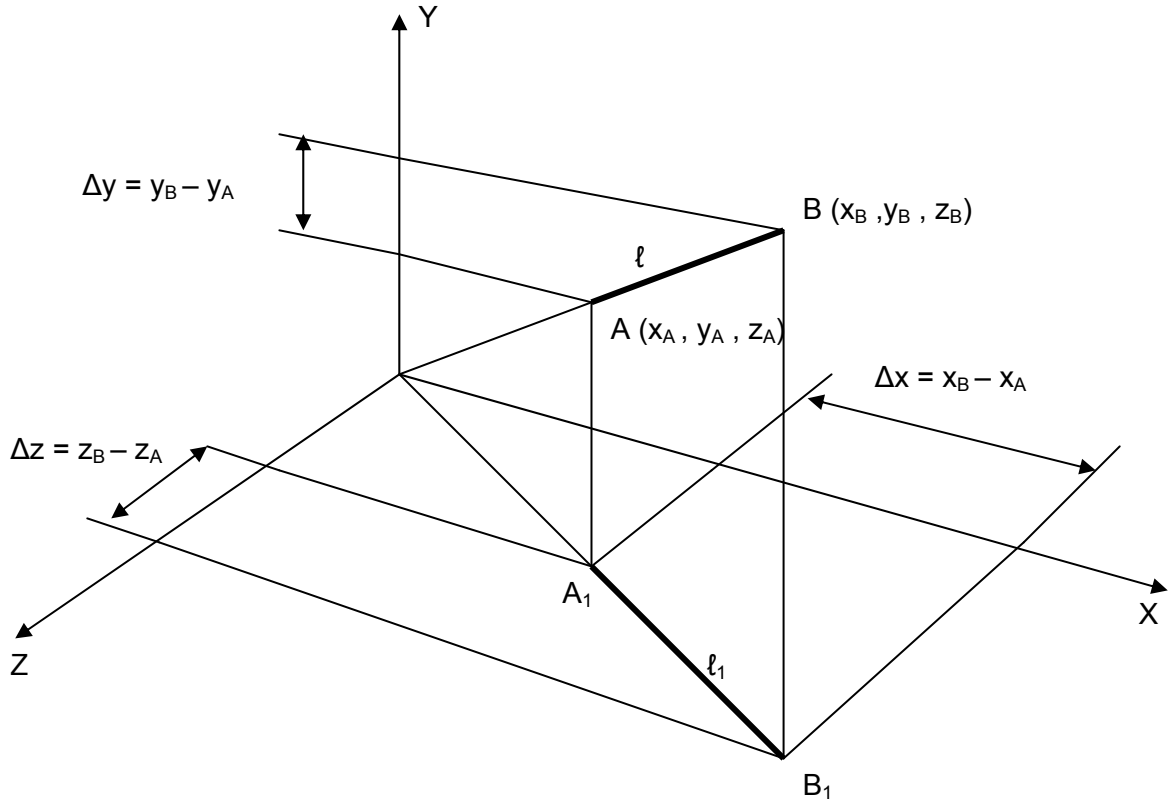
Burada $[B]$ yer değiştirme dönüşüm matrisi olarak adlandırılır ve aşağıda gösterilen terimlerden oluşur.

$$[B] = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ b_{31} & b_{32} & b_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & b_{21} & b_{22} & b_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & b_{31} & b_{32} & b_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{21} & b_{22} & b_{23} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{31} & b_{32} & b_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{11} & b_{12} & b_{13} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{21} & b_{22} & b_{23} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{31} & b_{32} & b_{33} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

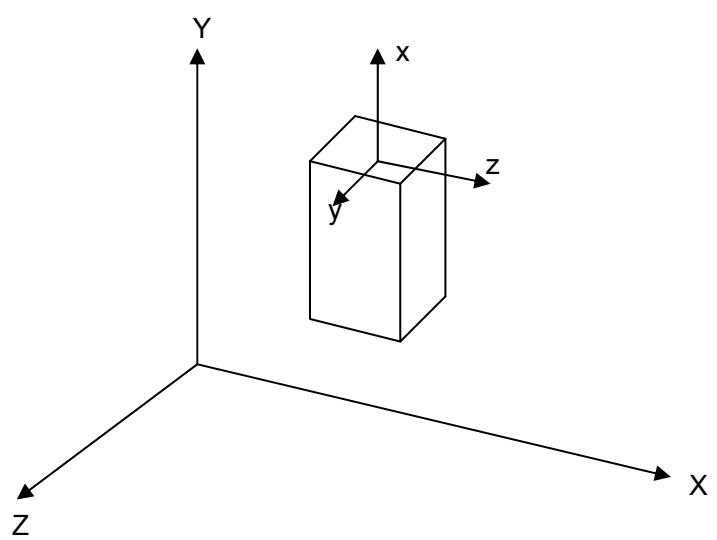
Yer değiştirme dönüşüm matrisinde yer alan b_{ij} , $i=1, 2, 3, j=1, 2, 3$ terimleri ise aşağıdaki verildiği gibidir.

$$\begin{aligned} b_{11} &= \frac{\Delta x}{\ell} , & b_{12} &= \frac{\Delta y}{\ell} , & b_{13} &= \frac{\Delta z}{\ell} \\ b_{21} &= \frac{-\ell(\Delta z)\sin\gamma - (\Delta x)(\Delta z)\cos\gamma}{\ell\ell_1} , & b_{22} &= \frac{\ell_1\cos\gamma}{\ell} , & b_{23} &= \frac{\ell(\Delta x)\sin\gamma - (\Delta z)(\Delta y)\cos\gamma}{\ell\ell_1} \\ b_{31} &= \frac{(\Delta x)(\Delta y)\sin\gamma - \ell(\Delta z)\cos\gamma}{\ell\ell_1} , & b_{32} &= -\frac{\ell_1\sin\gamma}{\ell} , & b_{33} &= \frac{\ell(\Delta x)\cos\gamma - (\Delta z)(\Delta y)\sin\gamma}{\ell\ell_1} \\ \ell &= \sqrt{(\Delta x)^2 + (\Delta y)^2 + (\Delta z)^2} , & \ell_1 &= \sqrt{(\Delta x)^2 + (\Delta z)^2} \end{aligned} \quad (2.5)$$

Δx , Δy ve Δz çubuğun uç düğüm noktalarının şekil 2.3 de gösterildiği gibi X, Y ve Z koordinat farklarıdır. γ açısı çubuğun x eksenine etrafındaki dönme açısıdır. Diğer bir tanımla lokal x eksenine ile global X eksenleri üst üste konduğunda çubuğun lokal y ekseninin global Y eksenine ile yaptığı açıdır. AB çubuğunun şekil 2.4 de gösterildiği gibi global Y eksenine doğrultusunda olması durumunda (2.5) deki bağıntılardaki $\Delta x = \Delta z = 0$ olur. Buda ℓ_1 in sıfır olmasına sebep olur. Bu durumda da b_{21} , b_{23} , b_{31} , b_{33} terimlerinde pay ve paylar sıfır olurlar ve bu terimler belirsiz duruma dönüşürler. Bundan dolayı global Y eksenine doğrultusundaki çubuklar için ayrı bir dönüşüm matrisinin tanımlanması gerekir. Bu matris bağıntı (2.6) da verildiği gibidir.



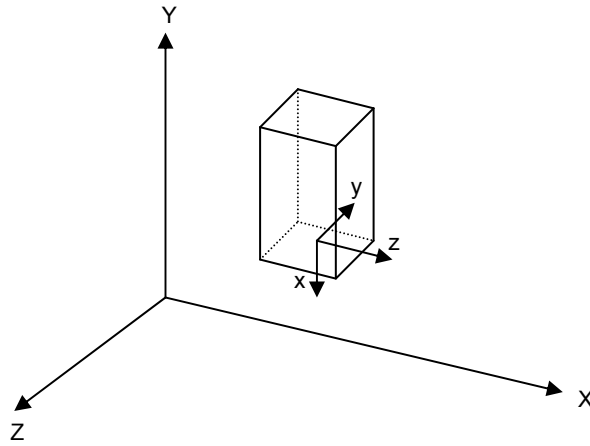
Şekil 2.3 Üç boyutlu çerçevenin AB çubuğunun boyunun hesabı



Şekil 2.4 Lokal x eksenini global Y eksenine aynı yönde uzay çerçeve çubuğu

$$[B] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin \gamma & 0 & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cos \gamma & 0 & -\sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & -\sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & -\sin \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & \cos \gamma \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & -\sin \gamma \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

Eğer çubuğun lokal x eksenini global Y eksenine ile aynı doğrultuda fakat ters yönde ise o zaman yer değiştirme dönüşüm matrisi (2.7) de verildiği gibidir. Bu matrislerin elde edilmesi ile ilgili detaylı bilgi kaynak (COATES,1980 ve diğerleri) de verildiğinden yer darlığı sebebiyle burada özet bilgi ile yetinilmiştir.



Şekil 2.5 Lokal x eksenini global Y eksenine ile ters yönde uzay çerçevesi çubuğu

$$[B] = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cos \gamma & 0 & \sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & \sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & \sin \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & \sin \gamma \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

2.4 ÇERÇEVEYE ETKİYEN DIŞ YÜK VEKTÖRÜ İLE ÇUBUK UÇ KUVVETLERİ ARASINDAKİ BAĞINTI

Üç boyutlu çerçevenin herhangi bir çubuğunun uç düğüm noktaları yer değiştirme vektörü ile uç kuvvetleri arasındaki bağıntının $\{F_i\} = [k_i]\{U_i\}$ şeklinde olduğu bağıntı (2.1) verilmişti. Bu bağıntıyı çerçevedeki her çubuk için yazar ve hepsini bir matrisel olarak ifade edersek bu bağıntı tüm çerçeve için $\{F\} = [k]\{U\}$ olur. Burada $\{F\}$ ve $\{U\}$ vektörleri $6m$ boyutundadır. Burada m çerçevedeki toplam çubuk sayısıdır. $[k]$ is lokal eksen takımındaki çubuk rijitlik matrislerinin birlikte yazılması ile elde edilir ve boyutu $6m \times 6m$ dir. Öte yandan çubuk uç düğüm noktalarının lokal eksen takımındaki yer değiştirmeleri ile aynı düğüm noktalarının global eksen takımındaki yer değiştirmeleri arasındaki bağıntının $\{U_i\} = [B_i]\{D_i\}$ şeklinde olduğu bağıntı (2.3) verilmişti. Bu bağıntının çerçevedeki her çubuk için ayrı ayrı yazılıp bütün çerçeveyi kapsayacak şekilde matris formunda bir araya toplanırsa $\{U\} = [B]\{D\}$ bağıntısı elde edilir. Burada $[B]$ matrisi $6m \times 6m$ boyutunda ve global eksenlerdeki düğüm noktaları serbestlik derecesini gösteren $\{D\}$ vektörü de $6m$ boyutundadır.

Elastik bir çerçeve dış yüklere maruz kalınca şekil değiştirir ve düğüm noktalarında yer değiştirmeler ve çubuklarında da şekil değiştirmeler meydana gelir. Bu durumda enerjinin korunumu prensibi sebebiyle düğüm noktalarına etkiyen dış yükler tarafından yapılan iş, bu yüklerden dolayı çubuklarda oluşan iç kuvvetlerin yaptığı işe eşit olur. Böylece

$$\frac{1}{2}\{P\}^T \{D\} = \frac{1}{2}\{F\}^T \{U\} \quad (2.8)$$

Burada $\{P\}$ dış yük vektörü, $\{D\}$ düğüm noktaları yer değiştirmeleri vektörü, $\{F\}$ çubuk uç kuvvetleri vektörü ve $\{U\}$ çubuk uç kuvvetleri yer değiştirmeleri vektörüdür. $\{U\} = [B]\{D\}$ bağıntısı (2.8) de yerine yazılırsa

$$\frac{1}{2}\{P\}^T \{D\} = \frac{1}{2}\{F\}^T [B]\{D\} \Rightarrow \{P\}^T = \{F\}^T [B] \quad (2.9)$$

elde edilir. (2.9) bağıntısının her iki tarafının transpozesi alınır

$$\{P\} = [B]^T \{F\} \quad (2.10)$$

bağıntısı bulunur. Bu bağıntı dış yük vektörünün çubuk uç kuvvetleri vektörüne yer değiştirme dönüşüm matrisinin transpozesi ile bağlı olduğunu göstermektedir.

2.5 GLOBAL EKSEN TAKIMINDAKİ ÇUBUK RİJİTLİK MATRİSİ

Çerçevenin global eksen takımındaki rijitlik matrisi $\{F\} = [k]\{U\}$, $\{U\} = [B]\{D\}$ ve $\{P\} = [B]^T \{F\}$ bağıntılarının bir araya toplanması ile elde edilir. Bu ifadelerden ikincisi birincisinde yerine yazılırsa $\{F\} = [k][B]\{D\}$ bağıntısı bulunur. Bu son bağıntı da üçüncü bağıntıda yerine yazılırsa

$$\{P\} = [B]^T [k][B]\{D\} = [K]\{D\} \quad (2.11)$$

bağıntısı bulunmuş olur. Burada üçlü matris çarpımı $[K] = [B]^T [k][B]$ çerçevenin global eksen takımındaki rijitlik matrisini temsil etmektedir. Bu matris yer değiştirme matrisini ve çubuk rijitlikleri matrisini bütün çerçeve için yazıp sonra üçlü matris çarpımı ile elde edileceği gibi, bu işlemleri bir çubuk için yazıp sonra üçlü matris çarpımı ile o çubuğun global eksen takımındaki rijitlik matrisini bulup daha sonra bu matrisin çerçeveye ait global rijitlik matrisi içindeki uygun adrese yerleştirilerek ve bu işlemin bütün çubuklar için tekrarlanması ile de elde edilebilir.

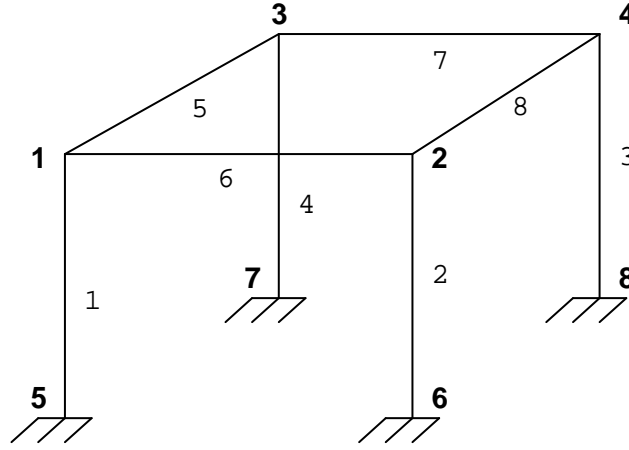
$$[K] = \sum_{i=1}^m [B_i]^T [k_i] [B_i] \quad (2.12)$$

Genel olarak bilgisayar programı yazımında sağlayacağı bellek ekonomisi bakımından ikinci işlem tercih edilmektedir. Birinci işlem özellikle çok sayıda çubuğa sahip çerçevelerde daha fazla bilgisayar belleği gerektirmektedir.

2.6 ÇUBUK GLOBAL RİJİTLİK MATRİSİNİN ÇERÇEVE GLOBAL RİJİTLİK MATRİSİNE YERLEŞTİRMESİ

Üç boyutlu çerçevenin global rijitlik matrisi ana diyagonale göre simetrik olduğundan sadece yarısının bilgisayar belleğinde saklanması yeterli olur. Bu projede daha fazla bilgisayar bellek tasarrufu sağlayan sıkıştırılmış depolama tasarımı “compact storage scheme” kullanılmıştır. Bu uygulamada global rijitlik matrisinin alt üçgensel kısmının her satırda sıfırdan farklı terimleri depolanmış ve rijitlik denkleminin çözümünde bu tür depolamaya göre çalışan ve Gauss-Yok etme yöntemi ile yapılmıştır. Bu global rijitlik matrisinin depolanması ile ilgili örnek aşağıda verilmiştir. Şekil 2.6 da gösterilen üç boyutlu çerçeve 4 ankastre mesnet ve 4 düğüm noktası ile bunlara birleşen 8 çubuktan oluşmaktadır. Her düğüm noktasındaki serbestlik derecesi 6 olduğuna göre çerçevenin global rijitlik matrisi 24×24 boyutunda olacaktır. Bu matrisin iki boyutlu olarak bilgisayar belleğinde depolanması durumunda 576 sayının depolanması gerekmektedir. Oysa yukarıda belirtilen tekniğe göre depolanırsa 264 sayı yeterli olmaktadır. Böylece %54 bellek tasarrufu mümkün olmaktadır. Şekil 2.7 de sekiz çubuklu ve 24 serbestlik dereceli bir çerçevenin global rijitlik matrisinin bilgisayar belleğinde

saklanması gereken terimlerinin adresleri ve sayısı tek boyutlu bir dizi olarak gösterilmiştir. Şekil 2.7 deki her kutu çerçevenin düğüm noktalarına karşı gelen serbestlik derecelerini temsil etmektedir. Çerçeveyi teşkil eden 8 çubuğun her biri çerçevenin iki düğüm noktasını birbirine bağlamaktadır.



Şekil 2.6 Üç boyutlu sekiz çubuklu çerçeve

1. düğüm noktası

2. düğüm noktası

3. düğüm noktası

4. düğüm noktası

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21			
22 23 24 25 26 27 29 30 31 32 33 34 37 38 39 40 41 42 46 47 48 49 50 51 56 57 58 59 60 61 67 68 69 70 71 72	28 35 36 43 44 45 52 53 54 55 62 63 64 65 66 73 74 75 76 77 78		
79 80 81 82 83 84 92 93 94 95 96 97 106 107 108 109 110 111 121 122 123 124 125 126 137 138 139 140 141 142 154 155 156 157 158 159	85 86 87 88 89 90 98 99 100 101 102 103 112 113 114 115 116 117 127 128 129 130 131 132 143 144 145 146 147 148 160 161 162 163 164 165	91 104 105 118 119 120 133 134 135 136 149 150 151 152 153 166 167 168 169 170 171	
	172 173 174 175 176 177 185 186 187 188 189 190 199 200 201 202 203 204 214 215 216 217 218 219 230 231 232 233 234 235 247 248 249 250 251 252	178 179 180 181 182 183 191 192 193 194 195 196 205 206 207 208 209 210 220 221 222 223 224 225 236 237 238 239 240 241 253 254 255 256 257 258	184 197 198 211 212 213 226 227 228 229 242 243 244 245 246 259 260 261 262 263 264

Şekil 2.7 Sekiz çubuklu üç boyutlu çerçevenin global rijitlik matrisinde bilgisayar belleğinde depolanan terimlerin adresleri

Buna göre de çubuklar bağlandıkları düğüm noktalarında global rijitlik matrisine katkıda bulunacaklardır. Çubukların uç düğüm noktalarından küçük numaralı olanın birinci uç olduğunu kabul edersek 5 numaralı çubuk global rijitlik matrisinde (1,1) , (3,1) ve (3,3) numaralı kutulara katkı da bulunacaktır. Benzer olarak 8 numaralı çubuk ise (2,2) , (4,2) ve (4,4) numaralı kutulara katkıda bulunacaktır. Şekil 2.6 daki çerçeveye bakıldığında 1 numaralı düğüm noktası ile 4 numaralı düğüm noktasını bağlayan çubuk olmadığından (4,1) kutusuna katkı gelmeyecek ve buradaki terimler sıfır olacaktır. Dolayısıyla de bu sıfırları bellekte saklamaya gerek yoktur. Böylece bellekte saklanacak sayı miktarında tasarruf yapılmaktadır. Global rijitlik matrisi simetrik olduğundan ana diyagonalin üzerindeki katkıları göz önüne almaya gerek kalmamaktadır. Gerçek büyüklükteki bir üç boyutlu çerçevede global rijitlik matrisinin bant şeklinde olduğu göz önüne alınırsa bu yöntemle ne kadar bellek tasarrufu yapılabileceği açık olarak görülür.

2.7 ÇUBUK UCUNDA MAFSAL OLMASI DURUMU

Üç boyutlu çerçevelerde kirişler kolonlara moment aktaran birleşimlerle bağlandığı gibi bazı durumlarda mafsallı olarak da bağlanabilirler. Bu durumda çubuğun mafsallı bağlı ucundaki eğilme momenti sıfır olur. Çubuk uç düğüm noktalarındaki dönmeler ve yer değiştirmeler ile uç kuvvet ve momentleri arasındaki bağıntılar yazılıp mafsal olan uçtaki eğilme momenti sıfıra eşitlenip diğer bağıntılar uygun şekilde yeniden düzenlenirse bir ucunda mafsal olan çubuğun rijitlik matrisi elde edilir. Yazılan bilgisayar programında çerçeve çubukları için 4 değişik çubuk tipi göz önüne alınmıştır. Bu tipler tablo 2.1 de gösterildiği gibidir.

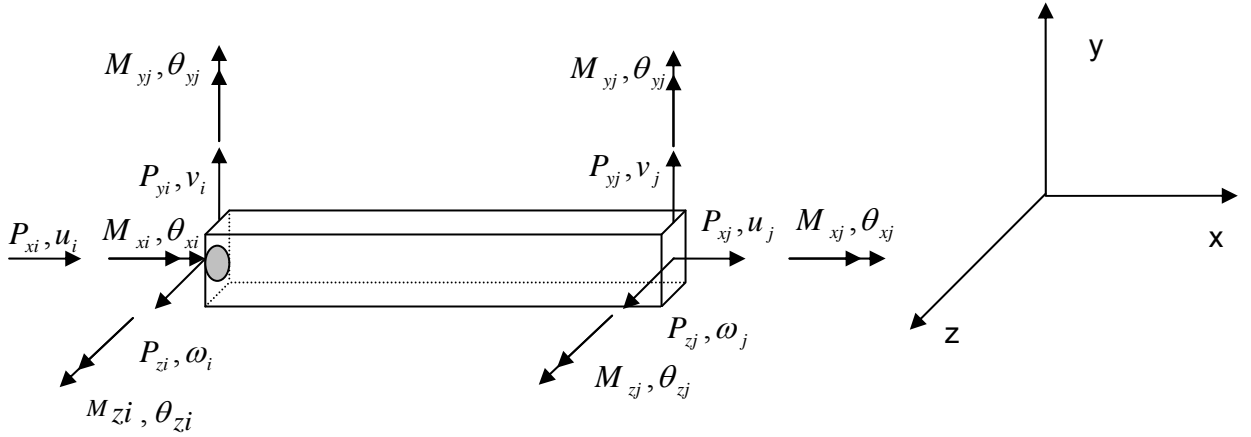
Çubuk tipi	Uç birleşim türü
Tip 1	İki ucu rijit bağlı çubuk türü
Tip 2	Birinci ucunda mafsallı birleşim olan çubuk türü
Tip 3	İkinci ucunda mafsallı birleşim olan çubuk türü
Tip 4	İki ucunda da mafsallı birleşim olan çubuk türü

Tablo 2.1 Üç boyutlu çerçevede göz önüne alınan çubuk türleri

2.7.1 Tip 1: İki ucu rijit bağlı çubuk türü

Bu tür çubuklara ait rijitlik matrisi ve yer değiştirme dönüşüm matrisi daha önceki bölüm 2.1 ve 2.2 de verilmiştir.

2.7.2 Tip 2: Birinci ucunda mafsal olan çubuk türü



Şekil 2.8 Birinci ucunda mafsal olan üç boyutlu çerçeve çubuğu

Çubuğun birinci ucunda şekil 2.8 de gösterildiği gibi mafsal olması durumunda o uçta z eksenini etrafındaki eğilme momenti sıfır olur. $M_{zi} = 0$.

$$\frac{6EI_z}{L^2}v_i + \frac{4EI_z}{L}\theta_{zi} - \frac{6EI_z}{L^2}v_j + \frac{2EI_z}{L}\theta_{zj} = 0 \rightarrow \theta_{zi} = -\frac{3}{2L}v_i + \frac{3}{2L}v_j - \frac{\theta_{zj}}{2} \quad (2.13)$$

(2.13) numaralı denklemdaki θ_{zi} eşitliği diğer ilgili denklemlerde yerine yazılarak θ_{zi} i diğer denklemlerden yok edilirse aşağıdaki denklemler elde edilir.

$$\begin{aligned} P_{xi} &= \frac{EA}{L}u_i - \frac{EA}{L}u_j \\ P_{yi} &= \frac{12EI_z}{L^3}v_i + \frac{6EI_z}{L^2}\left(-\frac{3}{2L}v_i + \frac{3}{2L}v_j - \frac{\theta_{zj}}{2}\right) - \frac{12EI_z}{L^3}v_j + \frac{6EI_z}{L^2}\theta_{zj} \\ P_{zi} &= \frac{3EI_z}{L^3}v_i - \frac{3EI_z}{L^3}v_j + \frac{3EI_z}{L^2}\theta_{zj} \\ P_{xi} &= \frac{12EI_y}{L^3}\omega_i - \frac{6EI_y}{L^2}\theta_{yi} - \frac{12EI_y}{L^3}\omega_j - \frac{6EI_y}{L^2}\theta_{yj} \\ M_{xi} &= \frac{GJ}{L}\theta_{xi} - \frac{GJ}{L}\theta_{ji} \\ M_{yi} &= -\frac{6EI_y}{L^2}\omega_i + \frac{4EI_y}{L}\theta_{yi} + \frac{6EI_y}{L^2}\omega_j + \frac{2EI_y}{L}\theta_{yj} \\ P_{xj} &= -\frac{EA}{L}u_i + \frac{EA}{L}u_j \\ P_{yj} &= -\frac{12EI_z}{L^3}v_i - \frac{6EI_z}{L^2}\left(-\frac{3}{2L}v_i + \frac{3}{2L}v_j - \frac{\theta_{zj}}{2}\right) + \frac{12EI_z}{L^3}v_j - \frac{6EI_z}{L^2}\theta_{zj} \end{aligned} \quad (2.14)$$

Gerekli sadeleştirmeler yapılırsa çubuk uç noktaları kuvvet ve momentleri ile yer değiştirmeleri ve dönmeleri arasındaki bağıntılar aşağıdaki gibi elde edilir.

$$\begin{aligned}
P_{yj} &= -\frac{3EI_z}{L^3}v_i + \frac{3EI_z}{L^3}v_j - \frac{3EI_z}{L^2}\theta_{zj} \\
P_{zj} &= -\frac{12EI_y}{L^3}\omega_i + \frac{6EI_y}{L^2}\theta_{yi} + \frac{12EI_y}{L^3}\omega_j + \frac{6EI_y}{L^2}\theta_{yj} \\
M_{xj} &= -\frac{GJ}{L}\theta_{xi} + \frac{GJ}{L}\theta_{ji} \\
M_{yj} &= -\frac{6EI_y}{L^2}\omega_i + \frac{2EI_y}{L}\theta_{yi} + \frac{6EI_y}{L^2}\omega_j + \frac{4EI_y}{L}\theta_{yj} \\
M_{zj} &= \frac{6EI_z}{L^2}v_i + \frac{2EI_z}{L}\left(-\frac{3}{2L}v_i + \frac{3}{2L}v_j - \frac{\theta_{zj}}{2}\right) - \frac{6EI_z}{L^2}v_j + \frac{4EI_z}{L}\theta_{zj} \\
M_{zj} &= \frac{3EI_z}{L^2}v_i - \frac{3EI_z}{L^2}v_j + \frac{3EI_z}{L}\theta_{zj}
\end{aligned} \tag{2.15}$$

Bu bağıntılar matris formunda yazılırsa birinci ucunda mafsalsız olan çubuk için rijitlik matrisi aşağıda verildiği gibi elde edilir.

$$[k] = \begin{bmatrix}
\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\
0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\
0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\
0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
-\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} \\
0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\
0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\
0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\
0 & \frac{3EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{3EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{3EI_z}{L}
\end{bmatrix} \tag{2.16}$$

Aynı çubuğa ait yer değiştirme dönüşüm matrisi ise aşağıda verildiği gibidir. Bu matrisin (2.4) verilenden farkı sadece θ_{zi} ye karşı elen satırının sıfırlarla doldurulmasıdır. Bunun nedeni çerçeveye etkiyen dış yükler altında birinci ucunda mafsal olan çubuğun o uçtaki mafsaldaki dönmeyi temsil eden θ_{zi} nin çubuk uç kuvvetleri ve yer değiştirmeleri bağıntılarından yok edilmesidir. Bu matristeki b_{ij} terimleri ise (2.5) de verildiği gibidir.

$$[B] = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ b_{31} & b_{32} & b_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & b_{21} & b_{22} & b_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{21} & b_{22} & b_{23} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{31} & b_{32} & b_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{11} & b_{12} & b_{13} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{21} & b_{22} & b_{23} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{31} & b_{32} & b_{33} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

Birinci ucunda mafsal olan çubuğun lokal x eksenini global Y eksenine ile aynı doğrultu ve yönde ise yer değiştirme dönüşüm matrisi aşağıdaki gibi düzenlenmelidir.

$$[B] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin \gamma & 0 & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cos \gamma & 0 & -\sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & -\sin \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & \cos \gamma \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & -\sin \gamma \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

Eğer çubuğun lokal x eksenini global Y eksenine ile aynı doğrultuda fakat ters yönde ise o zaman yer değiştirme dönüşüm matrisi aşağıdaki şekli alır.

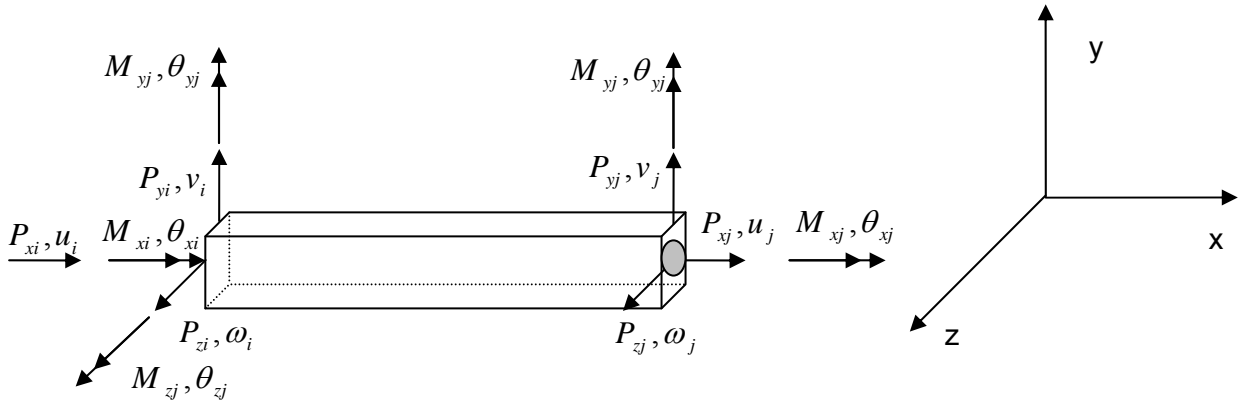
$$[B] = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cos \gamma & 0 & \sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & \sin \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & \sin \gamma \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

2.7.3 Tip 3: İkinci ucunda mafsal olan çubuk türü

Çubuğun ikinci ucunda şekil 2.9 de gösterildiği gibi mafsal olması durumunda o uçta z eksenini etrafındaki eğilme momentinin sıfır olması gerekir. $M_{zj} = 0$.

$$\frac{6EI_z}{L^2} v_i + \frac{2EI_z}{L} \theta_{zi} - \frac{6EI_z}{L^2} v_j + \frac{4EI_z}{L} \theta_{zj} = 0 \rightarrow \theta_{zj} = -\frac{3}{2L} v_i - \frac{\theta_{zi}}{2} + \frac{3}{2L} v_j \quad (2.20)$$

(18) numaralı denklemden θ_{zj} eşitliği diğer ilgili denklemlerde yerine yazılarak θ_{zj} diğer denklemlerden yok edilirse aşağıdaki denklemler elde edilir.



Şekil 2.9 İkinci ucunda mafsal olan üç boyutlu çerçeve çubuğu

$$P_{xi} = \frac{EA}{L} u_i - \frac{EA}{L} u_j$$

$$P_{yi} = \frac{12EI_z}{L^3} v_i + \frac{6EI_z}{L^2} \theta_{zi} - \frac{12EI_z}{L^3} v_j + \frac{6EI_z}{L^2} \left(-\frac{3}{2L} v_i + \frac{3}{2L} v_j - \frac{\theta_{zj}}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}
P_{yi} &= \frac{3EI_z}{L^3} v_i + \frac{3EI_z}{L^2} \theta_{zi} - \frac{3EI_z}{L^3} v_j \\
P_{zi} &= \frac{12EI_y}{L^3} \omega_i - \frac{6EI_y}{L^2} \theta_{yi} - \frac{12EI_y}{L^3} \omega_j - \frac{6EI_y}{L^2} \theta_{yj} \\
M_{xi} &= \frac{GJ}{L} \theta_{xi} - \frac{GJ}{L} \theta_{ji} \\
M_{yi} &= -\frac{6EI_y}{L^2} \omega_i + \frac{4EI_y}{L} \theta_{yi} + \frac{6EI_y}{L^2} \omega_j + \frac{2EI_y}{L} \theta_{yj} \\
M_{zi} &= \frac{6EI_z}{L^2} v_i + \frac{4EI_z}{L} \theta_{zi} - \frac{6EI_z}{L^2} v_j + \frac{2EI_z}{L} \left(-\frac{3}{2L} v_i + \frac{3}{2L} v_j - \frac{\theta_{zj}}{2} \right) \\
M_{zj} &= \frac{3EI_z}{L^2} v_i + \frac{3EI_z}{L} \theta_{zi} - \frac{3EI_z}{L^2} v_j
\end{aligned} \tag{2.21}$$

Gerekli sadeleştirmeler yapılırsa çubuk uç noktaları kuvvet ve momentleri ile yer değiştirmeleri ve dönmeleri arasındaki bağıntılar aşağıdaki gibi elde edilir.

$$\begin{aligned}
P_{xj} &= -\frac{EA}{L} u_i + \frac{EA}{L} u_j \\
P_{yj} &= -\frac{12EI_z}{L^3} v_i - \frac{6EI_z}{L^2} \theta_{zj} + \frac{12EI_z}{L^3} v_j - \frac{6EI_z}{L^2} \left(-\frac{3}{2L} v_i + \frac{3}{2L} v_j - \frac{\theta_{zj}}{2} \right) \\
P_{zj} &= -\frac{3EI_z}{L^3} v_i - \frac{3EI_z}{L^2} \theta_{zj} + \frac{3EI_z}{L^3} v_j \\
P_{zj} &= -\frac{12EI_y}{L^3} \omega_i + \frac{6EI_y}{L^2} \theta_{yj} + \frac{12EI_y}{L^3} \omega_j + \frac{6EI_y}{L^2} \theta_{yj} \\
M_{xj} &= -\frac{GJ}{L} \theta_{xi} + \frac{GJ}{L} \theta_{ji} \\
M_{yj} &= -\frac{6EI_y}{L^2} \omega_i + \frac{2EI_y}{L} \theta_{yi} + \frac{6EI_y}{L^2} \omega_j + \frac{4EI_y}{L} \theta_{yj}
\end{aligned} \tag{2.22}$$

Bu bağıntılar matris formunda yazılırsa ikinci ucunda mafsallı çubuk için rijitlik matrisi aşağıda verildiği gibi elde edilir.

$$[k] = \begin{bmatrix}
\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\
0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\
0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\
0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 \\
0 & \frac{3EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{3EI_z}{L} & 0 & -\frac{3EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
-\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} \\
0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\
0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\
0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0
\end{bmatrix} \quad (2.23)$$

Aynı çubuğa ait yer değiştirme dönüşüm matrisi ise aşağıda verildiği gibidir. Bu matrisin (2.4) verilenden farkı sadece θ_{z_j} ye karşı elen satırının sıfırlarla doldurulmasıdır. Bunun nedeni çerçeveye etkiyen dış yükler altında birinci ucunda mafsalsız olan çubuğun o uçtaki mafsaldaki dönmeyi temsil eden θ_{z_j} nin çubuk uç kuvvetleri ve yer değiştirmeleri bağıntılarından yok edilmesidir. Bu matristeki b_{ij} terimleri ise (2.5) de verildiği gibidir.

$$[B] = \begin{bmatrix}
b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
b_{21} & b_{22} & b_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
b_{31} & b_{32} & b_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & b_{21} & b_{22} & b_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & b_{31} & b_{32} & b_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{21} & b_{22} & b_{23} & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{31} & b_{32} & b_{33} & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{11} & b_{12} & b_{13} \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{21} & b_{22} & b_{23} \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0
\end{bmatrix} \quad (2.24)$$

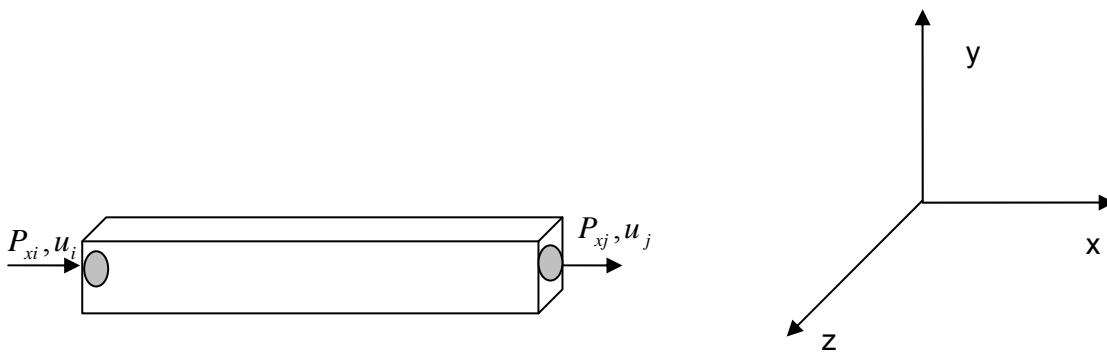
İkinci ucunda mafsalsız olan çubuğun lokal x eksenini global Y eksenine ile aynı doğrultu ve yönde ise yer değiştirme dönüşüm matrisi aşağıdaki gibi düzenlenmelidir.

$$[B]= \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin \gamma & 0 & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cos \gamma & 0 & -\sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & -\sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & -\sin \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & \cos \gamma \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

Eğer çubuğun lokal x eksenini global Y eksenine ile aynı doğrultuda fakat ters yönde ise o zaman yer değiştirme dönüşüm matrisi aşağıdaki şekli alır.

$$[B]= \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cos \gamma & 0 & \sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & \sin \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & 0 & \sin \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \gamma & 0 & -\cos \gamma \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

2.7.4 Tip 4: İki ucunda da mafsal olan çubuk türü



Şekil 2.10 İki ucunda da mafsal olan üç boyutlu çerçeve çubuğu

İki ucunda da mafsal olan üç boyutlu çerçeve çubuğu sadece aksenal kuvvet taşır. Bu durumda $v_i = 0, v_j = 0, \omega_i = 0, \omega_j = 0, M_{xi} = 0, M_{xj} = 0, M_{yi} = 0, M_{yj} = 0, M_{zi} = 0$ ve $M_{zj} = 0$ olur. Böylece bu tür çubukların uç düğüm noktaları kuvvetleri ile yer değiştirmeleri arasında sadece aşağıda yazılan iki eşitlik bulunur.

$$P_{xi} = \frac{EA}{L}u_i - \frac{EA}{L}u_j \text{ ve } P_{xj} = -\frac{EA}{L}u_i + \frac{EA}{L}u_j \quad (2.27)$$

Bu denklem sistemi matris formunda yazılırsa çubuğa ait rijitlik matrisi elde edilmiş olur.

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

Aynı çubuğa ait yer değiştirme dönüşüm matrisi ise aşağıda verildiği gibidir. Bu matrisin (2.4) verilenden farkı sadece $v_i, v_j, \omega_i, \omega_j, \theta_{xi}, \theta_{xj}, \theta_{yi}, \theta_{yj}, \theta_{zi}$ ve θ_{zj} yer değiştirmelerine ve dönmelere karşı elen satırının sıfırlarla doldurulmuş olmasıdır. Bunun nedeni çerçeveye etkiyen dış yükler altında iki ucunda da mafsal olan çubuğun uçlardaki yukarıda sıralanan yer değiştirme ve dönmelerin çubuk uç kuvvetleri ve yer değiştirmeleri bağlantılarından yok edilmesidir. Bu matristeki b_{ij} terimleri ise (2.5) de verildiği gibidir.

$$[B] = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & b_{11} & b_{12} & b_{13} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

İki ucunda da mafsal bulunan çubuğun dönüşüm matrisi (2.25) ve (2.26) da verilen matrislerin sadece (1,2), (4,5), (7,8) ve (10,11) adreslerindeki 1 veya -1 leri saklayıp diğer terimlerin sıfır yapılması ile elde edilir.

2.8 ÜÇ BOYUTLU ÇERÇEVE ANALİZİNİN GENEL ADIMLARI

Matris deplasman yöntemi ile üç boyutlu çerçeve analizi aşağıdaki adımlardan oluşur.

1. Çerçeveyi oluşturan çubukların imal edildiği malzemenin elastisite modülü, kayma modülü, çubuk kesit alanı ve lokal eksenler etrafındaki atalet momentleri, düğüm noktaları koordinatları, yer değiştirmeleri tutulmuş düğüm noktaları ve düğüm noktalarına etkiyen yükler giriş bilgisi olarak verilir. Bu bilgiler kullanılarak çerçevenin (2.12) bağıntısı kullanılarak global eksen takımındaki rijitlik matrisi kurulur. Düğüm noktaları yük vektörü teşkil edilir.
2. $\{P\} = [K]\{D\}$ rijitlik denklemleri çözülerek $\{D\} = [K]^{-1}\{P\}$ düğüm noktaları yer değiştirmeleri bulunur.
3. $\{D\}$ vektörü bulunduktan sonra $\{F\} = [k][B]\{D\}$ bağıntısı kullanılarak çubuk uç kuvvetleri hesaplanır. Böylece üç boyutlu çerçevenin düğüm noktalarında global X, Y, Z eksenleri etrafındaki yer değiştirmeler ile bu eksenler etrafındaki dönmeler ve çubukların uç düğüm noktalarındaki normal kuvvetler, y ve z eksenleri doğrultusundaki kesme kuvvetleri ile x, y, z lokal eksenleri etrafındaki momentler bulunmuş olur.

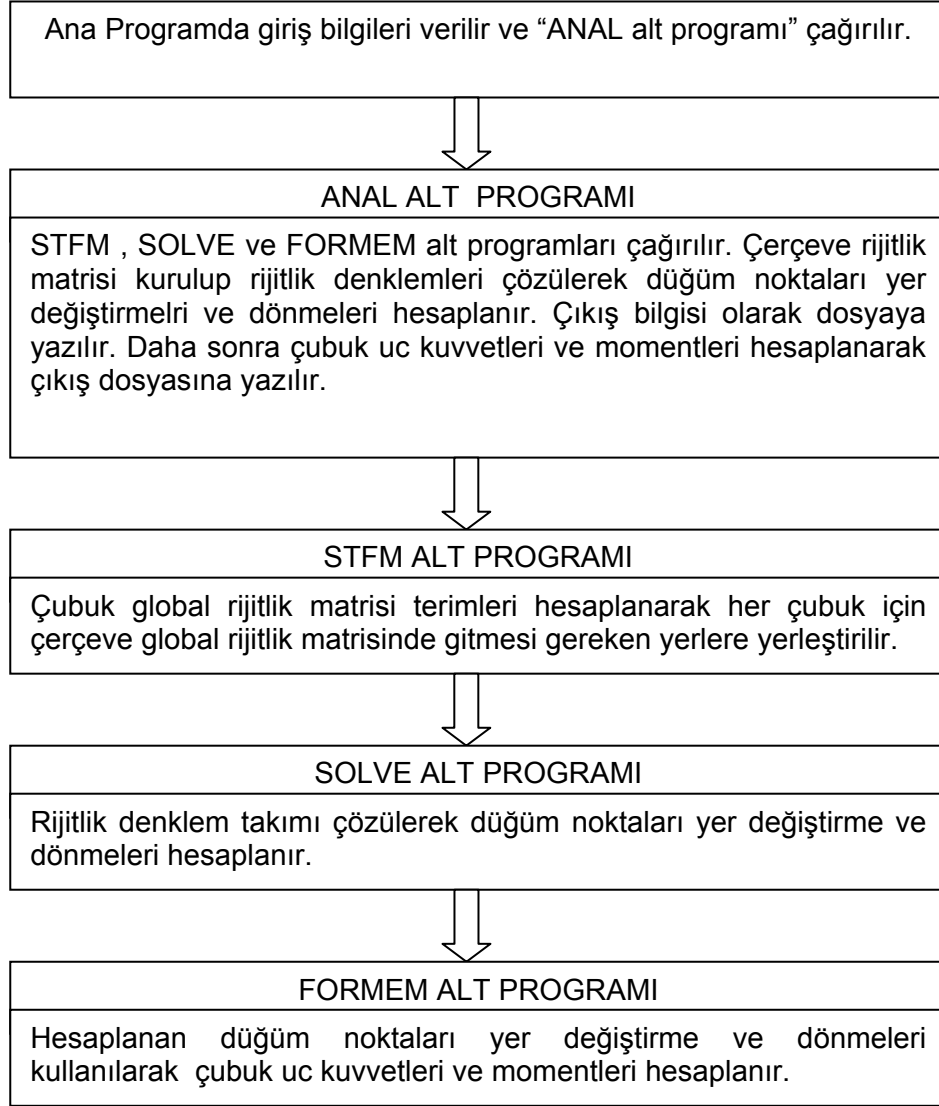
2.9 BİLGİSAYAR PROGRAMI

Önceki bölümlerde açıklaması yapılan matris deplasman yönteminin Fortran dilinde kodlaması yapılmıştır. Yazılan program şekil 2.11 de gösterildiği gibi bir ana program ve bu ana programda çağırılan üç alt programdan oluşmaktadır. Her bir alt programın görevi şekil 2.11 deki diyagramda belirtilmiştir. Analizi yapılacak üç boyutlu çerçevenin giriş bilgileri ana programda verilmektedir. Bu komutta verilmesi gerekli bilgiler sırası ile çerçevedeki toplam düğüm noktası, çubuk ve grup sayılarını gösteren NJ, NM ve NG dir. NS çerçevedeki mesnet sayısını, FSN ilk mesnet olan düğüm noktası numarası, NLC çerçeveye etkiyen farklı yükleme durumlarının sayısını göstermektedir. EL ile GA da malzemenin elastisite modülü ile kayma modülünü temsil etmektedir.

İkinci okunan bilgi çubuk uçlarının bağlı olduğu düğüm noktalarının birinci ve ikinci uç olarak bilgisayara verilmesidir. Bu da aşağıdaki komutla yapılır. Daha sonra çubukların mensup olduğu grup numaraları okunur. Bunu üç boyutlu çerçeve çubuklarının lokal x eksenlerinin global X eksenine ile karşılaştırıldığında lokal y eksenleri ile global Y ekseninin yaptığı açılar okunur. Bunu bölüm 2.5 de açıklanan çerçeve çubuklarının türlerinin okunması izler. Çubuğun iki ucu rijit bağlı ise tipi 1, birinci ucunda mafsal varsa 2, ikinci ucunda mafsal varsa 3 ve iki ucunda da mafsal varsa 4 olarak verilir bu b ilgilere MT dizisinde depolanır.

Çubukların mensup oldukları gruplar için seçilen kesitlerin alanları, Z ve Y eksenleri etrafındaki atalet momentleri ve burulma momentleri her grup için okunarak XS dizisinde saklanır. XS dizisinin çerçevedeki toplam grup sayısı kadar satırı ve 4 kolunu vardır. Bu satırlarda çerçevedeki mesnetler dahil toplam düğüm noktalarının koordinatları okunur. Düğüm noktaları numaralanırken mesnet olmayan (serbestlik derecelerin de kısıtlama

olmayan) düğüm noktalarına öncelik verilir. Bu nedenle NP değişkeni çerçevedeki toplam düğüm noktası sayısını göstermektedir. Bu değişkenin değeri de mesnet olmayan düğüm noktaları ile mesnetlerin toplamı ile elde edilmektedir. Düğüm noktalarının X, Y ve Z koordinatları aynı adlı dizilerde saklanmaktadır.



Şekil 2.11 Yazılan bilgisayar programının akış diyagramı

Dış yüklerin düğüm noktalarındaki X, Y ve Z eksenleri doğrultusundaki bileşenleri aşağıdaki komutlarla okunur. Yükler mesnet olmayan düğüm noktalarına etkiyeceğinden çerçevedeki toplam serbestlik derecesi $LN=6 \times NJ$ (NJ çerçevedeki toplam düğüm noktası sayısı) kadardır. YK dizisi yük matrisini temsil etmektedir. Bu dizinin satır sayısı LN kadar ve kolon sayısı çerçeveye etkiyecek toplam yükleme durumu kadardır. Önce bu dizi sıfırlanır. Daha sonra göz önüne alınan yükleme durumu altında düğüm noktalarında ve/veya çubuk üzerinde yükleme olup olmadığını belirleyen IJL ve IML değişkenleri okunur. Düğüm noktalarına etkiyen yükler varsa IJL nin değeri bir yoksa sıfır olarak verilir. Aynıısı IML değişkeni için

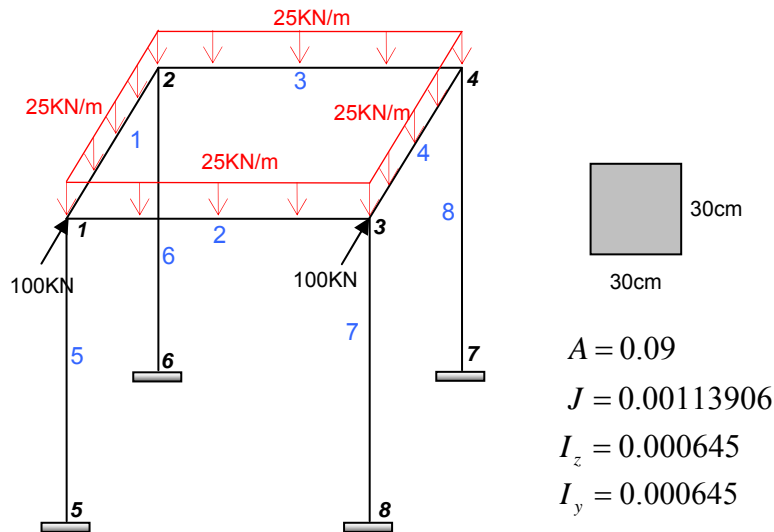
geçerlidir. Çubuk üzerine etkiyen yük varsa bu değişkenlerin değeri bir yoksa sıfır olarak verilir. IJL nin değerinin bir olması durumunda çerçevedeki dış yük etkiyen düğüm noktalarının toplam sayısı NJL değişkeni ile verilir. Buna göre 20 numaralı döngü ile kuvvet veya moment etkiyen her düğüm noktasının önce düğüm noktası numarası LJ, sonra da etkiyen kuvvet ve momentlerin X, Y ve Z eksenleri doğrultusundaki bileşenleri olan FX, FY, FZ kuvvetleri ile MX, MY ve MZ momentleri okunur ve bunlar YK dizisinin ilgili adreslerine yerleştirilir. Çerçeve çubukları üzerinde yük bulunması durumunda bu yüklerin çubuk uç düğüm noktalarına aktarılarak bu noktalarda varsa diğer yüklere eklenmesi gerekir. Bu işlem SMELODS adlı alt programda yapılmaktadır. Bu alt program çubuk üzerinde bir veya birden çok tekil yük ve trapez yük durumlarını göz önüne alabilmektedir. Trapez yükleme ile her türlü yayılı yük türleri kapsanabilmektedir. Bu alt programda ilk olarak üzerinde yük bulunan çubuk sayısını gösteren değişken NLM okunur. Daha sonra NLM kadar dönecek olan bir döngüde sırası ile üzerinde yük olan çubuğun çubuk numarası LMN, bu çubuk üzerinde lokal y eksenine doğrultusunda tekil yük ve yayılı yük olup olmadığını belirleyen NPLY, ILY, NPLZ ve ILZ değişkenlerinin değerleri verilir. Burada NPLY ve ILY global Y eksenine doğrultusundaki tekil ve yayılı yüklerin sayısı, NPLZ ile ILZ ise global Z doğrultusundaki tekil ve yayılı yüklerin sayısıdır. Bu değişkenlerin değerlerinden çubuk üzerindeki tekil ve yayılı yük sayıları programca bilinmiş olur. Daha sonra çubuk üzerindeki toplam tekil yük sayısınca kurulan döngü içinde her tekil yükün değeri ile etkime noktasının çubuğun birinci ucuna olan uzaklığını data olarak verilir. Benzer şekilde çubuk üzerindeki toplam yayılı yük sayısı kadar dönen bir döngü içinde her yayılı yük için yükün başlangıç ve son noktalarındaki değerleri ile başlangıç noktasının çubuğun birinci ucuna olan uzaklığını ve yayılı yükün çubuk üzerinde kapsadığı uzunluğun değeri verilir.

2.10 SAYISAL ÖRNEKLER

Yazılan bilgisayar programının sağlaması göz önüne alınan iki örnekle yapılmıştır.

2.10.1 SEKİZ ÇUBUKLU ÇERÇEVE

İlk olarak şekil 2.12 de boyutları ve yükleme durumu gösterilen 8 çubuktan oluşan çerçevenin statik analizi yapılmıştır. Çerçevenin giriş bilgileri Tablo 2.2 de verilmiştir.



Şekil 2.12 Sekiz çubuklu çerçeve

MEMBER FORCES							
MEM. NO.	END NO.	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN-m)	MY (kN-m)	MZ (kN-m)
1	1	0.5825E+02	0.7213E+01	-0.2502E-04	0.3290E-04	0.4818E-04	-0.6346E+02
1	2	-0.5825E+02	0.9279E+02	0.2502E-04	-0.3290E-04	0.5190E-04	-0.1077E+03
2	1	0.8322E+01	0.5000E+02	0.1133E-03	0.1172E-03	-0.2247E-03	0.2221E+02
2	2	-0.8322E+01	0.5000E+02	-0.1133E-03	-0.1172E-03	-0.2284E-03	-0.2221E+02
3	1	0.5825E+02	0.7213E+01	-0.2639E-04	0.4064E-04	0.5317E-04	-0.6346E+02
3	2	-0.5825E+02	0.9279E+02	0.2639E-04	-0.4064E-04	0.5241E-04	-0.1077E+03
4	1	0.8322E+01	0.5000E+02	0.1217E-03	0.1067E-03	-0.2418E-03	0.2221E+02
4	2	-0.8322E+01	0.5000E+02	-0.1217E-03	-0.1067E-03	-0.2295E-03	-0.2221E+02
5	1	0.5721E+02	0.4175E+02	-0.8322E+01	-0.1782E-03	0.2221E+02	0.6346E+02
5	2	-0.5721E+02	-0.4175E+02	0.8322E+01	0.1782E-03	0.1108E+02	0.1035E+03
6	1	0.1428E+03	0.5825E+02	-0.8322E+01	-0.1903E-03	0.2221E+02	0.1077E+03
6	2	-0.1428E+03	-0.5825E+02	0.8322E+01	0.1903E-03	0.1108E+02	0.1253E+03
7	1	0.5721E+02	0.4175E+02	0.8322E+01	-0.1885E-03	-0.2221E+02	0.6346E+02
7	2	-0.5721E+02	-0.4175E+02	-0.8322E+01	0.1885E-03	-0.1108E+02	0.1035E+03
8	1	0.1428E+03	0.5825E+02	0.8322E+01	-0.1860E-03	-0.2221E+02	0.1077E+03
8	2	-0.1428E+03	-0.5825E+02	-0.8322E+01	0.1860E-03	-0.1108E+02	0.1253E+03

Tablo 2.4 Çubuk uç kuvvet ve momentleri

Aynı çerçeve bu proje kapsamında satın alınan STRAND7 yazılı kullanılarak analiz edilmiş ve tablo 2.5 ile 2.6 da verilen düğüm noktaları uç yer değiştirmeleri ve dönmeleri ile çubuk uç kuvvetleri ve momentleri elde edilmiştir. Tablo 2.3 ve 2.4 deki sonuçlar tablo 2.5 ve 2.6 daki sonuçlarla karşılaştırılırsa bu proje kapsamında geliştirilen programla elde edilen sonuçların Strand7 tarafından bulunan sonuçlarla aynı olduğu görülür. Bulunan değerler arasındaki çok küçük farklar da çubuk rijitlik matrisinin kurulduğunda Starnd7 yazılımında kesme kuvvetinin işinin göz önüne alınması ve bu proje kapsamında geliştirilen programda ise göz önüne alınacak yapı türlerindeki çubuklarda kesme kuvvetinin işinin fazla etkisinin olmaması nedeniyle bu etkinin ihmal edilmesi dolayısı ile dir. Nitekim bulunan sonuçlarda bu etki dördüncü önemli rakamda kendini göstermekte ve bununda çubuğun tasarımında etkili olmayacağı açıkça görülmektedir. Starnd7 yazılı ile bulunan sonuçların bazıları sıfır iken geliştirilen programda bunlara karşı gelen kutularda 10^{-6} veya 10^{-9} gibi sayıların olması hesaplamalarda karşılaşılan yuvarlama hataları sebebiyledir. Yine bu çok küçük sayıların çubuğun tasarımında etkili olmayacağı açıkça görülecektir. Bazı çubuk uç düğüm noktalarındaki momentlerdeki işaret farkı da seçilen eksen takımındaki farklılıktan dolayıdır.

	DX (m)	DY (m)	DZ (m)	RX (Radyan)	RY (Radyan)	RZ (Radyan)
Node1	0	0	-0,0028	-0,5794E-03	0	-0,16057E-03
Node2	0	0	-0,0028	-0,2548E-03	0	-0,16057E-03
Node3	0	0	-0,0028	-0,5794E-03	0	0,16057E-03
Node4	0	0	-0,0028	-0,2548E-03	0	0,16057E-03
Node5	0	0	0	0	0	0
Node6	0	0	0	0	0	0
Node7	0	0	0	0	0	0
Node8	0	0	0	0	0	0

Tablo 2.5 Strand7 yazılımı ile elde edilen düğüm noktaları yer değiştirmeleri ve dönmeleri

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN-m)	MY (kN-m)	MZ (kN-m)
Beam1:End1	-58,2514	7,2116	0	0	0	63,4638
Beam1:End2	-58,2514	-92,7884	0	0	0	-107,69
Beam2:End1	-8,3216	50	0	0	0	-22,2066
Beam2:End2	-8,3216	-50	0	0	0	-22,2066
Beam3:End1	-8,3216	50	0	0	0	-22,2066
Beam3:End2	-8,3216	-50	0	0	0	-22,2066
Beam4:End1	-58,2514	7,2116	0	0	0	63,4638
Beam4:End2	-58,2514	-92,7884	0	0	0	-107,69
Beam5:End1	-57,2116	-8,3216	41,7486	0	22,2066	-63,4638
Beam5:End2	-57,2116	-8,3216	41,7486	0	-11,0799	103,5306
Beam6:End1	-142,788	-8,3216	58,2514	0	22,2066	-107,69
Beam6:End2	-142,788	-8,3216	58,2514	0	-11,0799	125,3159
Beam7:End1	-57,2116	8,3216	41,7486	0	-22,2066	-63,4638
Beam7:End2	-57,2116	8,3216	41,7486	0	11,0799	103,5306
Beam8:End1	-142,788	8,3216	58,2514	0	-22,2066	-107,69
Beam8:End2	-142,788	8,3216	58,2514	0	11,0799	125,3159

Tablo 2.6 Strand7 yazılımı ile elde edilen çubuk uç kuvvetleri

BÖLÜM 3

AYRIK DEĞİŞKENLİ OPTİMİZASYON PROBLEMLERİNİN ÇÖZÜMÜ İÇİN STOKASTİK ARAMA YÖNTEMLERİ

3.1 GİRİŞ

Genel matematik modeli (1.1) de verilen programlama problemlerinin çözümü ilk olarak matematik programlama yöntemleri ile yapılmıştır (MAJID K. I., 1980 - BELEGUNDI A.D.,1999). İkinci dünya savaşından sonra bilgisayarlarda görülen gelişmeler programlama problemi şeklinde formüle edilebilen karar verme modellerinin çözümünde kullanılan sayısal optimizasyon tekniklerinde de gelişmelere sebep olmuştur. Özellikle gerek uçak tasarımında uçağı teşkil eden parçaların hafif olmasının gerekmesi ve gerekse uzay programında benzer ihtiyacın ortaya çıkması boyutlandırma mühendislerine gerekli parasal kaynağın verilmesini sağlamış ve mühendisler bu motivasyonla karar verme problemlerinin çözümünde kullanılabilecek çok sayıda sayısal algoritma geliştirmişlerdir (VENKAYYA V. B ve diğerleri - SOEGIARSO R. and Adeli H., 1997). Ancak bu algoritmalar az sayıdaki değişkeni olan küçük boyuttaki problemlerin çözümünü başarı ile elde ederken, çok sayıda değişkene sahip büyük boyutlu problemlerde aynı başarıyı gösterememektedirler. Matematik modeldeki değişken sayısı arttıkça sayısal problemler ve yakınsama zorlukları ortaya çıkmaktadır. Daha sonra geliştirilen optimumluk kriteri yöntemleri ile bu tür problemlerin üstesinden gelinmiş ve pratikte var olan büyük boyuttaki optimizasyon problemlerinin çözümünde genel olarak bu yeni yöntem kullanılmaya başlanmıştır. Bu yeni yöntemde yakınsama matematik modeldeki değişken sayısı ile bağımlı olmayıp optimum çözüm veya ona yakın çözüm az sayıda yapı analizi ile elde edilebilmektedir. Ancak gerek matematik programlama yöntemleri ve gerekse optimumluk kriteri yöntemleri, boyutlandırma problemindeki değişkenleri sürekli değer alan değişkenler olarak kabul etmektedirler. Oysa pratikteki birçok boyutlandırma probleminde değişkenlerin ayrık değişken olması gerekmektedir. Örnek olarak yapı mühendisinden bir çelik çerçeveyi teşkil eden çubukların kesitlerini pratikte üretilmekte olan çelik profiller tablosundan seçmesi beklenir. Bu durumda yukarıda belirtilen iki teknikte de değişimler yaparak bu tekniklerin ayrık değişkenlerle çalışmasının sağlanması zorunluluğu ortaya çıkmıştır. Araştırmacılar bu gelişmeleri yapmışlarsa da ortaya çıkan yöntemler matematiksel olarak karmaşık, daha çok akademisyenlerin kullanabileceği ve pratik uygulaması zor yöntemler olmuştur (VENKAYYA V. B. ve diğerleri,1973-TEMPLEMAN A. B. ve Yates D. F.,1983).

Yakın geçmişte geliştirilen yeni optimizasyon teknikleri ayrık değişkenli optimizasyon problemlerinin çözümünün elde edilmesinde yeni bir çığır açmıştır. Bu teknikler öncekilerden farklı olarak matematiksel bağıntılara dayanmaktan ziyade sezgisel düşünceyi esas alan stokastik arama yöntemleridir. Bu yöntemler matematik programlama ve optimumluk kriteri yöntemlerinin dayandığı amaç fonksiyonun ve sınırlayıcıların gradyanlarının hesaplanmasına gerek duymamakta olasılıklı arama olgusu kullanan algoritmalarlardır. Gradyan hesabı gerektirmediğinden de amaç fonksiyonun ve sınırlayıcıların karmaşık matematiksel fonksiyonlardan oluştuğu programlama problemlerinin çözümünde hesaplama kolaylığı sağlamaktadırlar. Bu tekniklerin arkasındaki ana fikir tabiatta var olan olguları sayısal optimizasyon algoritmalarına dönüştürmektir. Bu olgular canlılar topluluğunda en uygun olanın hayatta kalması, böcek kümelerinin birlikte başardıkları işlerdeki küme zekası, erimiş metallerin tavlama işlemini ve bir müzisyenin bir müzik parçasını geliştirirken uyguladığı yöntem gibi olgulardır. Bunlar geleneksel olmayan arama ve optimizasyon teknikleri olup kombinasyonel optimizasyon problemlerinin çözümde etkin sonuçlar vermektedir. Bu teknikler amaç fonksiyonunun ve sınırlayıcıların gradyan bilgilerine ihtiyaç göstermemekte ve belirleyici kurallar yerine olasılıklı kurallar kullanılmaktadırlar (HORST R. ve Pardolos P. M., 1995 - SAKA M.P., 2007). Bu projede literatürdeki bu tür algoritmalarından yaygın kullanılan dördü seçilmiş ve optimum boyutlandırma algoritmalarının geliştirilmesinde

kullanılmıştır. Bu dört yöntem sırası ile genetik programlama, metal tavlama, karınca kolonisi optimizasyonu ve harmoni arama yöntemidir. Bu yöntemlerin çalışma biçimleri aşağıda kısaca açıklanmıştır.

3.2 GENETİK ALGORİTMA

Genetik algoritma (HOLLAND J. H., 1975 - CAMP C. V. ve diğerleri, 2003) evrim kuramının en uygun olanın hayatta kalması olgusuna dayanan bir yöntemdir. Bu yöntem optimizasyon probleminin çözümü olabilecek rastgele seçilmiş aday çözümleri bir araya toplayarak yapay bir toplum oluşturur. Bu birey çözümler her boyutlandırma değişkenine ait dizide yer alan değerler arasından rastgele seçilen değerlerin bir araya getirilmesi ile elde edilirler. Örnek olarak üç değişkenli bir optimizasyon probleminde her bir değişkenin değerlerinin içinde 64 farklı değer olan bir diziden seçilmesinin gerektiğini göz önüne alalım. Bu değişkenlere ait ayrı değerlerin yer aldığı diziden birinci değişken için 11 inci, ikinci değişken için 23 üncü ve üçüncü değişken için 41inci değerleri seçelim. Bu değerlerin sıra numaraları iki tabanlı sayı sisteminde 001011, 010111 ve 101001 olarak yazılabilirler. Buna şifreleme adı verilir. Genetik algoritmada kullanılan farklı şifreleme türleri vardır. İki tabanlı dayanan şifreleme bunlardan biri olup yaygın uygulama alanı bulmuştur. Bu ikili sayılar yan yana yazıldığında 0 ve 1 lerden oluşan 001011010111101001 sayısı elde edilir ki bu toplumu oluşturacak bireylerden biri olur. İki tabanlı göre yapılan şifrelemede 6 rakam kullanılmasının sebebi ayrı değişkenler dizisinde alınabilecek 64 değişik değer olmasıdır. Bu şekilde rastgele üretilen bireyler bir araya toplanarak istenilen nüfus sayısına sahip yapay bir toplum elde edilir. İki tabanlı dayalı sayı sistemi ile gösterilen bireylere genom veya kromozom adı verilir. Her genom 0 ve 1 ile gösterilen genlerden oluşur. Genin bu değerlerine dizgi adı verilir. Bütün bu kullanılan terimler görüldüğü gibi hücre biyolojisinden alınmış terimlerdir. Dikkat edilirse yeni birey bir dizgi değerini 0 dan 1 e veya 1 den 0 a değiştirmekle elde edilebilir. Evrimsel algoritmalar bunu uygulayarak optimum çözüme ulaşmaya çalışırlar. Mevcut toplumdaki bireylerin genomlarını değiştirerek yavrular üretirler. Elde edilen yavrular göz önüne alınan optimizasyon probleminin çözümü olarak alınmasının uygun olup olmayacağını belirleyen bir kritere göre derecelendirilir. Yeni toplum uygun olmayanların katılmadığı ve uygunluk derecesi yüksek olanların birden çok kopyasının dahil edildiği bir toplum olarak yeniden inşa edilir. Bu işlem tekrarlanarak her adımda yeni bir toplum oluşturulur. Yeni toplum elde etme işlemi de önceden belirlenmiş sayıda tekrarlanır. En son elde edilen toplumdaki, uygunluk derecesi en yüksek olan birey optimizasyon probleminin optimum çözümü olarak kabul edilir.

Genetik algoritmalar yukarıda ana hatları belirtilen işlemleri üç esas operatör kullanarak yaparlar.

3.2.1 Seçme

İlk operatör *seçme* operatörüdür. Bu operatör herhangi bir aşamadaki toplumda uygunluk derecelerine göre eşleşecek bireyleri belirler. Her birey için belirlenen bir kritere göre uygunluk derecesi hesaplanır. Uygunluk derecesi bireyin optimizasyon probleminin çözümü olma potansiyelini gösteren bir ölçüttür. Uygunluk derecesi yüksek olan bireyler yeni oluşturulacak eşleşme havuzuna daha fazla kopya verirler. Uygunluk derecesini hesaplamada

kullanılan kriter ceza fonksiyonu kullanılarak elde edilmiştir. Buna göre (3.1) verilen optimizasyon problemi için

$$\begin{aligned} \text{Min. } W &= \sum_{i=1}^n w(m_i) \\ \text{Subject to} & \\ g_k(s_i) &\leq 0 \quad , \quad k = 1, \dots, m \end{aligned} \quad (3.1)$$

ceza fonksiyonu P aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (RAJEV S. and Krishnamoorthy C. S., 1992).

$$P = W \left(1 + C \sum_{s=1}^m v_s \right) \quad (3.2)$$

(3.2) de W amaç fonksiyonu, C ise probleme bağlı olarak değeri seçilen bir sabittir. v_s ise aşağıdaki gibi hesaplanan ihlal etme katsayısıdır.

$$\begin{aligned} \text{Eğer } g_k(s_i) > 0 \quad \text{ise} \quad v_s &= g_k(s_i) \\ \text{Eğer } g_k(s_i) \leq 0 \quad \text{ise} \quad v_s &= 0 \end{aligned} \quad (3.3)$$

Uygunluk derecesi ifadesi $F_s = (P_{\max} + P_{\min}) - P_s$ olarak seçilmiştir. Burada F_s s ninci bireyin uygunluk derecesi, P_{\max} ve P_{\min} ise (3.2) fonksiyonunun toplumdaki bütün bireyler göz önüne alınarak hesaplanan maksimum ve minimum değerleridir. P_s ise (3.2) fonksiyonunun s inci birey için hesaplanmış değeridir. s bireyine ait uygunluk derecesi ise F_s / F_{av} olarak hesaplanır. Burada $F_{av} = \sum_{i=1}^n F_i / n$ dir ve n toplumdaki bireylerin toplam sayısıdır. Toplumdaki bireylerin uygunluk dereceleri bu şekilde hesaplandıktan sonra en yüksek uygunluk derecesinden en aza doğru sıralanırlar ve her bireyin uygunluk derecesi tam sayıya yuvarlanır. Bu yuvarlama ile uygunluk derecesi yüksek olan bireylerin oluşturulacak eşleşme havuzunda en az bir kopyalarının olması ve kötü olan bireylerin ise hiç kopyalarının olmaması sağlanmış olur.

3.2.2 Genetik değişim

Eşleşme havuzu kurulduktan sonra bireyler rastgele eşleştirilerek kromozomlara genetik değişim uygulanır. Genetik değişim operatörü eşleşen çiftler arasındaki genetik bilgiyi değiştirir. Bu operatörün çeşitli türleri vardır. Bunlar sabit, esnek ve üniform genetik değişim operatörü operatörleri olarak sıralanabilir. Bu çalışmada sabit genetik değişim operatörü kullanılmıştır. Bu operatör bireyin kromozomu üzerinde rastgele iki nokta belirleyerek bu noktalar arasında kalan genleri değiştirir. Böylece farklı genetik bilgiye sahip yeni bir birey

elde edilmiş olur ve bu yeni bireyler eskilerinin yerini alır. Örnek olarak kromozomları değişken havuzundaki 28 inci ve 50 inci değişken değerlerinin birleştirilmesi ile oluşturulan 001110001011 bireyi ile yine değişken havuzundaki 22 inci ve 23 üncü değişkenlerin birleştirilmesi ile elde edilen 101010111010 bireyi eşleşmiş olsun. Bu ebeveynlere iki noktalı genetik değişim operatörünü uygulayalım. Bunun için önce 1 ile her bireydeki gen sayısı olan 12 arasında yer alan iki rakam rastgele seçilir. Bu rakamlar 3 ile 8 olsun. Bu durumda aşağıda gösterildiği gibi 3 üncü gen ile 8 inci gen arasındaki genetik bilgi yer değiştirilirse ortaya çıkan yavrular yeni bireyleri temsil etmiş olur. Buna göre ilk yavru değişken havuzundaki 52 inci ve 55 inci sıradaki değişkenlerden oluşan bir çözüm bireyi olur ve ikincide yine değişim havuzundaki 29 uncu ve 20 inci değişkenlerin birleştirilmesi ile elde edilen diğer bir çözüm adayı olur.

Ebeveyn			yavru		
001	11000	1011	001	01111	1011
101	01111	1010	101	11000	1010

3.2.3 Mutasyon

Genetik algoritmanın üçüncü operatörü mutasyon operatörüdür. Bu operatör bir genomdaki bir genin 0 dan 1 e veya 1 den sıfıra değişmesini sağlar. Toplumdan rastgele seçilmiş bir bireyin kromozomundaki genlerden rastgele seçilen herhangi bir geni üretilen rastgele sayının mutasyon olasılığından küçük olması durumunda değiştirir. Mutasyon aramanın daha önce girilmemiş bölgelere kaymasını sağlar ve genetik algoritmanın yerel optimumu yakalama olasılığını azaltır.

3.2.4 Genetik algoritmanın adımları

Ana kavramları yukarıda açıklanan genetik algoritmanın adımları aşağıda sıralanmıştır.

1. Başlangıç toplumunun nüfus sayısını seç. Bu nüfus sayısı kadar bireyi rastgele oluşturarak toplumu oluştur.
2. İki tabanına göre hazırlanmış her bireyi 10 tabanına çevirerek değişken havuzundaki sıra numaralarını bularak bunlara karşı gelen değişkenleri al. Bu değişken değerleri ile amaç fonksiyonunu ve sınırlayıcıların değerlerini hesapla.
3. Her birey için (3.2) bağıntısını kullanarak sınırlayıcısız P fonksiyonunun değerini ve bu fonksiyonun maksimum ve minimum değerlerini hesapla.
4. her bireyin uygunluk derecesini 3.1.1 de açıklandığı gibi hesapla. Ortalama uygunluk derecesini bul ve her bireyin tam sayı olarak uygunluk derecesini belirle.
5. Uygunluk derecelerine göre bireyleri eşleşme havuzuna kopyala.
6. Eşleşme havuzundaki bireyleri rastgele eşleştir. İki noktaları genetik değişim operatörünü kullanarak iki yavrunun kromozom dizilişlerini çıkar ve yeni toplumu oluştur. Genetik değişim için 0.8 olasılık değerini kullan. Yani rastgele üretilen sayı 0.8 den küçükse genetik değişimi uygula, değilse uygulamama.

7. yeni topludaki bireylere 0.001 olasılıkla mutasyon operatörünü uygula.
8. Eski toplumu yeni toplumla değiştir ve ikinci adımla yedinci adım arasındaki işlemleri önceden seçilen bir sayıda tekrarla. Başlangıç toplumundan en son kurulan topluma kadarki tekrarlarda amaç fonksiyonunu minimum yapan değişkenleri içeren bireyi optimum çözüm olarak yaz.

3.3 METAL TAVLAMA OPTİMİZASYON ALGORİTMASI

Metal tavlama algoritması metallerin tavlama işleminden esinlenerek geliştirilmiş aramaya dayalı ardı sıra yaklaşık optimizasyon algoritmasıdır (KIRKPATRICK S. ve diğerleri, 1983 - MAY S. A. ve Balling R. J., 1992). Metallerin sertleştirilmesi işlemi esnasında metal önce yüksek derecelere kadar ısıtılarak eriyik haline getirilir. Bu esnada erimiş metalin molekülleri birbirlerine nazaran serbestçe hareket edebilirler. Daha sonra metal yavaşça soğutulmaya bırakılır. Soğutulma esnasında her sıcaklık derecesinde yeteri kadar zaman verilerek atomların düşük enerji durumunda kendilerini düzenleyerek kristalize durumuna almalarına izin verilir. Bu durum kararlı durum olup tamamıyla minimum enerji durumuna karşı gelir. Öte yandan eğer soğuma çabuk yapılırsa metal yerel minimum enerjiye karşı gelen çeşitli oryantasyonda farklı kristalli duruma geçer. Metal her sıcaklık seviyesi T de sıcaklık dengesine i durumunda E_i enerjisine sahip olma olasılığı ile tanımlanan (3.4) de verilen Boltzman dağılımına göre ulaşır.

$$P_r = \frac{1}{Z(T)} \exp\left(\frac{-E_i}{k_B T}\right) \quad (3.4)$$

Burada $Z(T)$ normalleştirme katsayısı ve k_B de Boltzman sabitidir. Boltzman dağılımı sıcaklık azalırken en az enerjili duruma odaklanır. Tavlama ile optimizasyon arasındaki analogi metalin enerjisini amaç fonksiyonu ve soğuma esnasındaki farklı sıcaklık seviyelerini de optimizasyon işlemi esnasındaki çeşitli optimum çözümler olarak düşünülmesi ile kurulur. Yöntemin uygulanmasında ilk olarak sınırlayıcı optimizasyon problemi ceza fonksiyonu kullanılarak sınırlayıcısız optimizasyon yöntemine dönüştürülür. Eğer sınırlayıcısız amaç fonksiyonunun rastgele seçilmiş bir çözüm vektörü için mevcut çözümdekinden daha küçük ise mevcut çözüm vektörü yeni çözüm vektörü ile değiştirilir. Aksi takdirde aşağıda açıklanan Metropolis algoritması ile yeni çözümüm kaderine karar verilir.

$$p_{ij}(T_k) = \begin{cases} 1 & \text{eger } \Delta W_{ij} \leq 0 \\ \exp\left(\frac{-\Delta W_{ij}}{\Delta W T_k}\right) & \text{eger } \Delta W_{ij} > 0 \end{cases} \quad (3.5)$$

Burada p_{ij} seçilen tasarımın kabul edilme olasılığıdır. $\Delta W_{ij} = W_j - W_i$ olup W_j ve W_i seçilen ve mevcut tasarımlara ait amaç fonksiyonu değerleridir. ΔW ise o iterasyona kadarki ΔW_{ij} lerin ortalamasıdır. T_k strateji sıcaklığıdır. $\Delta W_{ij} > 0$ olduğu durumlar için ΔW güncelleştirilir.

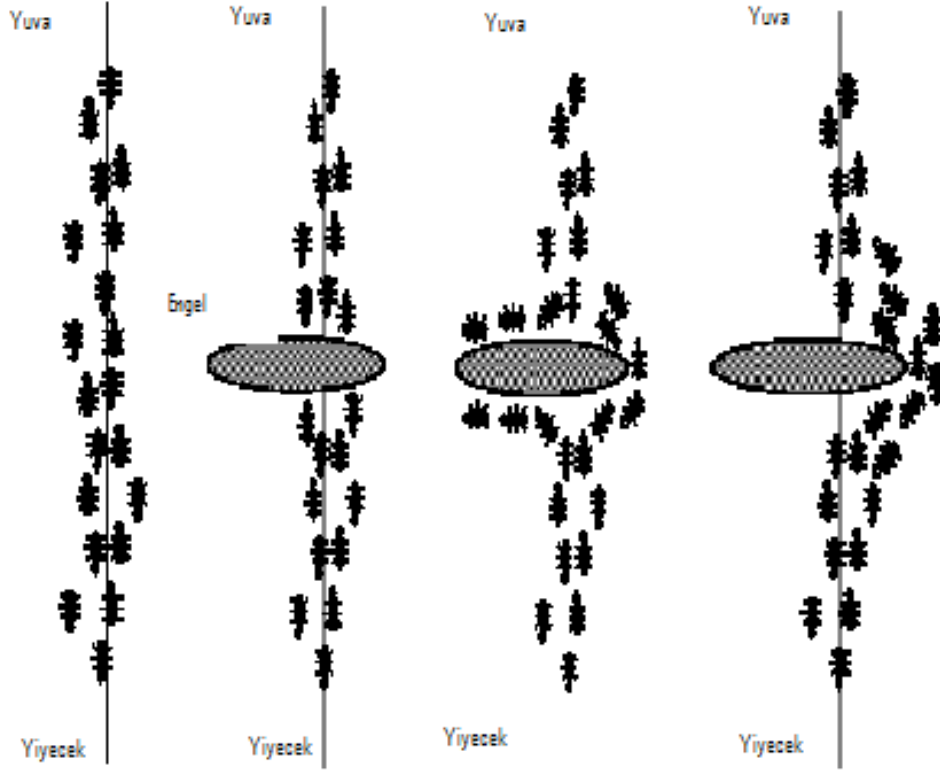
Tavlama işlemi soğutma programına göre işleme devam ederken strateji sıcaklığı T_k tedricen azaltılır. Bunun için başlangıç ve en son sıcaklık dereceleri T_s ve T_f nin bilinmesi gerekir. Başlangıç kabul olasılığı P_s kararlaştırıldıktan sonra, başlangıç sıcaklık derecesi $T_s = -1 / \ln(P_s)$ olarak hesaplanır. Strateji sıcaklığı bundan sonra $T_{k+1} = \alpha T_k$ bağıntısına göre azaltılır. Burada α soğutma katsayısıdır ve değeri 1 den küçüktür. α nın değeri $\alpha = (\ln P_s / \ln P_f)^{1/(N-1)}$ bağıntısından hesaplanabilir. T sıcaklığı sıfıra yaklaşırken, p_{ij} de sıfıra yaklaşır. En son kabul olasılığı P_f olarak verilirse, en son sıcaklık da $T_f = -1 / \ln(P_f)$ olarak hesaplanır. N iterasyon sonra en son sıcaklık derecesi T_f , $T_f = T_s \alpha^{N-1}$ olarak ifade edilebilir. Buna göre metal tavlama optimizasyon algoritmasının adımları aşağıdaki gibi sıralanabilir (DEĞERTEKİN S. Ö., 2007).

1. P_s , P_f ve N parametreleri için uygun değerler seç. Soğutma parametleri T_s, T_f ve α yı yukarıda verilen bağıntılardan hesapla. Döngü sayacı ic yi 1 re eşitle.
2. Her tasarım değişkeni için değişken havuzundaki değerlerin sıra numaralarını değişken olarak kullan ve bu sıra numaraları için rastgele sayılar seçerek optimizasyon problemi için potansiyel çözüm olabilecek bir çözüm vektörü elde et. Bu çözüm vektörünü mevcut tasarım olarak al. Bu çözüm vektöründeki değişken değerlerini kullanarak optimizasyon probleminin amaç fonksiyonu W nun ve sınırlayıcıların değerlerini hesapla.
3. Her döngü içindeki, iterasyon sayısını $i = i_f + (i_f - i_s)(T - T_f)/(T_f - T_s)$ bağıntısından hesapla. Burada i_s ve i_f başlangıç ve en son sıcaklıkları T_s ve T_f için hesaplanmış iterasyon sayıdır.
4. Değişkenler içinden birini rastgele seç. Bu değişkene küçük bir değişim uygula ve mevcut çözüm vektörü civarında yeni bir çözüm vektörü üret. Bu çözüm vektörü için ΔW_{ij} yi hesapla.
5. Eğer $\Delta W_{ij} \leq 0$ ise yeni çözüm vektörünü mevcut çözüm vektörü olarak kabul et.
6. Eğer $\Delta W_{ij} > 0$ ise ΔW yi güncelle. Kabul edilme olasılığı p_{ij} yi (3.5) den hesapla. $[0,1]$ aralığında üniform olarak dağılan rastgele r sayısı üret. Eğer $r < p_{ij}$ ise bir sonraki adıma git, aksi taktirde dördüncü adıma git.
7. yeni çözüm vektörünü mevcut çözüm vektörü olarak kabul et. Eğer bu çözüm vektörü uygun vektörse ve önceki optimum çözüm vektöründen iyi ise, bu vektörü geçici olarak optimum çözüm vektörü olarak al.
8. $T_{k+1} = \alpha T_k$ yi kullanarak T_k yi güncelle. Döngü sayısını bir arttır; $ic=ic+1$. Eğer $ic > N$ ise algoritmayı durdur ve en son ki geçici optimum çözüm vektörünü göz önüne alınan optimizasyon probleminin optimum çözümü olarak al. Aksi durumda üçüncü adıma git.

3.4 KARINCA KOLONİSİ OPTİMİZASYON ALGORİTMASI

Karınca kolonisi optimizasyon algoritması karıncaların yuvaları ile yiyecek arasındaki en kısa yolu bulmalarından esinlenerek geliştirilmiş stokastik arama yöntemidir (COLORNI A. Ve

diğerleri, 1991 - KAVEH A. ve diğeri, 2009). Karıncalar tamamıyla kör olmalarına rağmen yuvaları ile yiyecek arasındaki en kısa yolu bulabilmekte ve bu işi ise salgıladıkları feromon (*pheromone*) adı verilen kimyasal bir maddenin yardımı ile yapmaktadırlar. Karıncalar yiyecek ile yuva arasındaki en kısa yolu şekil 3.1 de gösterildiği gibi bulmaktadırlar.



Şekil 3.1 Karıncaların en kısa yolu bulmaları

Buna göre yuvadan çıkan ilk karınca herhangi bir yerdeki yiyeceğe ulaşmaya kadar rastgele bir rota izlemekte ve izlediği yol boyunca salgıladığı feromon adı verilen maddeyi yola bırakır. Yuvadan çıkan diğeri karıncalar rastgele ilerlerken bu salgı maddesi ile karşılaştıklarında bu maddenin oluşturduğu izi takip etmeye başlarlar. Şekil 3.1 de gösterildiği gibi yiyecek ile yuva arasında gidip gelmekte olan karıncaların izlediği yol üzerine izin bir tarafında uzun kısmı kalacak şekilde bir engel koyulursa karıncalar önce bu engeli aşmak için engelin her iki tarafında dolaşmaya başlarlar. Ancak engelin kısa tarafında dolaşan karıncalar daha kısa yol izledikleri için yuvaya daha çabuk gelip giderler ve uzun yol izleyen karıncalara göre yiyecek ile yuva arasında daha fazla tur atmış olurlar. Bu da kısa yolu izleyen karıncaların bu yol üzerinde daha fazla feromon biriktirmelerine neden olur. Bir müddet sonra arkadan gelen karıncaların feromon miktarı fazla olan yolu tercih etmeleri sebebiyle bütün karınca kümesi daha kısa olan yoldan gidip gelmeye başlarlar. Karınca kolonisi optimizasyon algoritması karıncaların bu iki nokta arasındaki en kısa yolu bulma becerilerine esas olarak geliştirilmiştir. Bu yöntem ilk defa 1992 yılında *Dorigo* (DORIGO M., 1992) tarafından geliştirilmiş ve Gezgin Satıcı (Travelling salesman problem) probleminin çözümünde kullanılmıştır. İnşaat mühendisliği alanında ise bu yöntem ilk defa 2004 yılında *Camp* (CAMP C. V. ve Bichon B. J., 2004) tarafından üç boyutlu kafes sistemlerin optimum boyutlandırılması probleminin çözümünde uygulanmıştır. Bu yöntemin çerçeve sistemlerinin

optimum boyutlandırılması problemine uygulanması da yine *Camp* (CAMP C. V. ve diğerleri, 2005) tarafından 2005 yılında gerçekleştirilmiştir. Karınca kolonisi optimizasyon yönteminin adımları gezgin satıcı problemi için aşağıda gibi özetlenmiştir.

Gezgin satıcı problemi bir satıcının birbiri arasındaki uzaklıkları belli n kadar şehri seyahat ederken izleyeceği en kısa güzergahı bulma problemi olarak tanımlanır. Bu satıcının gideceği i ve j şehirleri arasındaki mesafe d_{ij} olarak tanımlansın. d_{ij} ifadesi boyutları $n \times n$ olan bir matrisi temsil etmektedir. Her bir i ve j şehirleri arasındaki görünürlük değerleri aşağıda gösterilen (3.6) formülüne göre hesaplanmaktadır.

$$v_{ij} = \frac{1}{d_{ij}} \quad (3.6)$$

Görünürlük değerleri hesaplandıktan sonra, problemin çözümüne başlamadan önceki son aşama olan başlangıç feromon miktarı hesaplanır. $\tau_{ij}(0)$ ya da τ_0 ifadesi gösterilen başlangıç feromon miktarı (3.7) formülüne göre hesaplanır.

$$\tau_0 = \frac{1}{n L_m} \quad (3.7)$$

Yukarıdaki formülde; L_m = en yakın iki şehir arasındaki mesafe; n = toplam şehir sayısıdır. Başlangıç değerleri hesaplandıktan sonra m tane karınca başlangıç şehirlerine yerleştirilir. Karıncalar gidecekleri bir sonraki şehri gidebilecekleri mevcut şehirlerin arasında olasılığı en yüksek olan şehir olarak seçerler. Karıncaların gidebilecekleri şehirlerin olasılıkları (3.8) numaralı formüle göre hesaplanır.

$$p_{ij}^k(t) = \frac{a_{ij}(t)}{\sum_{l \in allowed} a_{ij}(t)} \quad (3.8)$$

Bu formülde bulunan ve görünürlük değeri ile feromon miktarlarının kullanılması ile elde edilen $a_{ij}(t)$ ifadesi karınca karar tablosu olarak adlandırılır. Karınca karar tablosunun hesabı aşağıdaki formülden yapılır.

$$a_{ij}(t) = \frac{[\tau_{ij}(t)]^\alpha \cdot [v_{ij}]^\beta}{\sum_{l \in allowed} [\tau_{ij}(t)]^\alpha \cdot [v_{ij}]^\beta} \quad (3.9)$$

Burada α ve β değerleri sabit katsayılar olup bu parametreler karınca karar tablosu hesaplanırken görünürlük değeri ile feromon miktarının önemini ayarlamaktadır.

m tane karıncanın hepsi şehir seçimlerini tamamlayıp bir sonraki şehre geçtikleri zaman bir tur tamamlanmış olur. Her bir tur sonunda yerel güncelleme kuralı uygulanır. Yerel güncelleme kuralı (3.10) numaralı formüle göre yapılır.

$$\tau_{ij}(t) = (1 - \varphi) \tau_{ij}(t) + \varphi \cdot \tau_0 \quad (3.10)$$

Bu formülde φ ifadesi yerel güncelleme katsayısı olarak tanımlanır ve değeri 0 ile 1 arasında değişir.

m tane karıncanın hepsi güzergah üzerindeki tüm şehirlerini tamamladığı zaman ise metotta bir döngü tamamlanmış olur. Her bir döngünün sonunda global güncelleme uygulanır. Global güncelleme aşağıda verilen bağıntıya göre yapılır.

$$\tau_{ij}(t+n) = \rho \tau_{ij}(t) + \Delta \tau_{ij} \quad (3.11)$$

Yukarıdaki formülde $\rho =$ değeri 0 ile 1 arasında değişen global güncelleme katsayısı; $\Delta \tau_{ij}$ = karıncaların o döngü için kullandığı rota üzerindeki bıraktıkları feromon miktarının toplamıdır . Bunların hesabı aşağıdaki formüllere göre yapılır.

$$\Delta \tau_{ij} = \sum_{k=1}^m \Delta \tau_{ij}^k \quad (3.12)$$

$$\Delta \tau_{ij}^k = \frac{1}{L_k} \quad (3.13)$$

Bu formüllerde k , 1 ile m adet karınca arasından herhangi birinin numarası, L_k ifadesi ise k numaralı karıncanın o döngü içinde seyahat ettiği toplam yol miktarıdır.

Global güncelleme yapıldıktan sonra en iyi sonuç tespit edilir, döngü tamamlanır ve karıncalar başlangıç noktalarına dönerler. Bunu bir sonraki döngü izler. Bu şekilde durdurma ölçütlerinden biri sağlanıncaya kadar döngüler tekrarlanır. Yöntemin durdurma ölçütleri aşağıda belirtilen iki husustan biri olarak alınır.

1. Çözümde uzun bir süre boyunca programın sürekli aynı sonucu elde etmesi, diğer bir deyişle eldeki en iyi çözümü daha geliştirememesi.
2. Çözümde maksimum döngü sayısına ulaşılması.

3.5 HARMONİ ARAMA YÖNTEMİ

Bu yöntem bir müzisyenin beste yaparken izlediği yöntemin simülasyonu üzerine kurulmuştur (GEEM Z.W. ve Kim J.H., 2001 - LEE K. S. ve Geem Z. W, 2005). Beste yapmakta olan bir müzisyen notalar arasından bazılarını seçerek onları bir araya getirir ve bunların oluşturduğu parçayı bir müzik aletinde çalarak kulağa hoş gelen bir melodi çıkıp çıkmadığını kontrol eder.

Daha sonra bu notaların bazılarında ince ayar yaparak müzik parçasının daha güzel bir melodi haline gelmesini sağlar. Harmoni arama yöntemi de buna benzer çalışır. Optimum boyutlandırma problemindeki boyutlandırma değişkenleri için pratikte var olan değerler içinden rastgele seçimler yaparak bunları bir araya getiri ve elde edilen çözüm vektörünün boyutlandırma problemindeki sınırlayıcıları sağlayıp sağlamadığını kontrol eder. Eğer sınırlayıcıların birini veya birkaçını sağlamıyorsa bu çözüm vektörü göz önüne alınmaz. Sınırlayıcıların tümünü sağlayan çözüm vektörü ise uygun çözüm vektörü olacağından bu vektöre ait amaç fonksiyonu değeri hesaplanarak bu vektör harmoni arama yöntemi tarafından saklanır. Daha sonra beste yapmakta olan müzisyenin ince ayarı gibi bu saklanan vektörlerde ince ayar yapılarak amaç fonksiyonu değeri önceki vektörlerden daha küçük olan yeni vektörler üretilmeye çalışılır. Harmoni arama yöntemi beş ana adımdan oluşur. Bu adımlar kaynak (GEEM Z.W. ve Kim J.H., 2001) de verildiği gibi aşağıda sıralanmıştır.

1. Harmoni arama parametreleri ilklendirilir.
2. Harmoni bellek matrisi ilklendirilir.
3. Harmoni bellek matrisine girecek yeni aday çözüm belirlenir.
4. Harmoni bellek matrisi güncelleştirilir.
5. Algoritmayı durdurma ilkesi sağlanıncaya kadar üçüncü ve dördüncü adımlar tekrarlanır.

Bu adımların ayrıntılı açıklaması aşağıda verilmiştir.

Adım 1. Optimum boyutlandırma problemindeki her boyutlandırma değişkeni için mümkün aralık ve bu aralık içinde değişkenin alabileceği ayrık değerler belirlenir. Harmoni arama yönteminin çalışması esnasında seçim yapabilmesi için bu değerler bir boyutlandırma havuzunda toplanır. Harmoni bellek matrisinin satır sayısına (HMS) yani bu matriste yer alacak çözüm vektörlerinin sayısına karar verilir. İlaveten harmoni belleğini göz önüne alma katsayısı (HMCR) , ince ayar katsayısı (PAR) ve toplam arama sayısı bu adımda belirlenir.

Adım 2. Harmoni bellek matrisi sıfırlanır. Bu matrisin her satırı boyutlandırma değişkenlerinin her biri için boyutlandırma havuzundan rastgele seçilmiş ve bir araya getirilerek optimum boyutlandırma problemi için uygun çözüm olan çözüm vektörlerini içerir. Dolayısıyla bu matrisin boyutlandırma probleminin değişken sayısı olan N kadar kolonu ve birinci adımda değeri seçilen HMS kadar satırı vardır. Bu matrisin genel görünümü aşağıda verilmiştir.

$$[H] = \begin{bmatrix} x_{1,1} & x_{2,1} & \dots & \dots & x_{n-1,1} & x_{n,1} \\ x_{1,2} & x_{2,2} & \dots & \dots & x_{n-1,2} & x_{n,2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{1,hms-1} & x_{2,hms-1} & \dots & \dots & x_{n-1,hms-1} & x_{n,hms-1} \\ x_{1,hms} & x_{2,hms} & \dots & \dots & x_{n-1,hms} & x_{n,hms} \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

Burada $x_{i,j}$ i inci değişkenin j inci rastgele seçilmiş uygun çözümdeki değeridir. Bu aday çözüm vektörleri harmoni bellek matrisinde amaç fonksiyonu değerlerine göre en küçükten en büyüğe doğru sıralanırlar. Aday özüm vektörlerinin harmoni arama yöntemi tarafından ne şekilde teşkil edildiği şekil 3.2 deki akış diyagramında verilmiştir.

Adım 3. Harmoni bellek matrisinde yer alacak yeni bir çözüm vektörü oluştururken i inci boyutlandırma değişkeninin yeni ayrıık değeri harmoni bellek matrisinin i inci kolonunda yer alan değerler arasından 0 ile 1 arasında değer alan HMCR olasılılığı ile seçilebildiği gibi (1-HMCR) olasılılığı ile de genel boyutlandırma havuzundaki ayrıık değerler arasından seçilebilir. Yani

$$x_i^{new} = \begin{cases} x_i \in \{x_{i,1}, x_{i,2}, \dots, x_{i,hms}\}^T, & \text{HMCR ihtimali ile} \\ x_i \in \{x_1, x_2, \dots, x_{ns}\}^T, & (1 - \text{HMCR}) \text{ ihtimali ile} \end{cases} \quad (3.15)$$

Burada ns boyutlandırma havuzundaki toplam ayrıık değişken sayısıdır. hms ise harmoni bellek matrisinin satır sayısıdır. Eğer boyutlandırma değişkeninin yeni değeri harmoni bellek matrisinden seçilecekse o zaman bu değere ince ayar uygulamasının yapılıp yapılmayacağının kontrol edilmesi gerekir. Bu kontrol ince ayar katsayısı kullanılarak (3.16) da gösterildiği gibi yapılır.

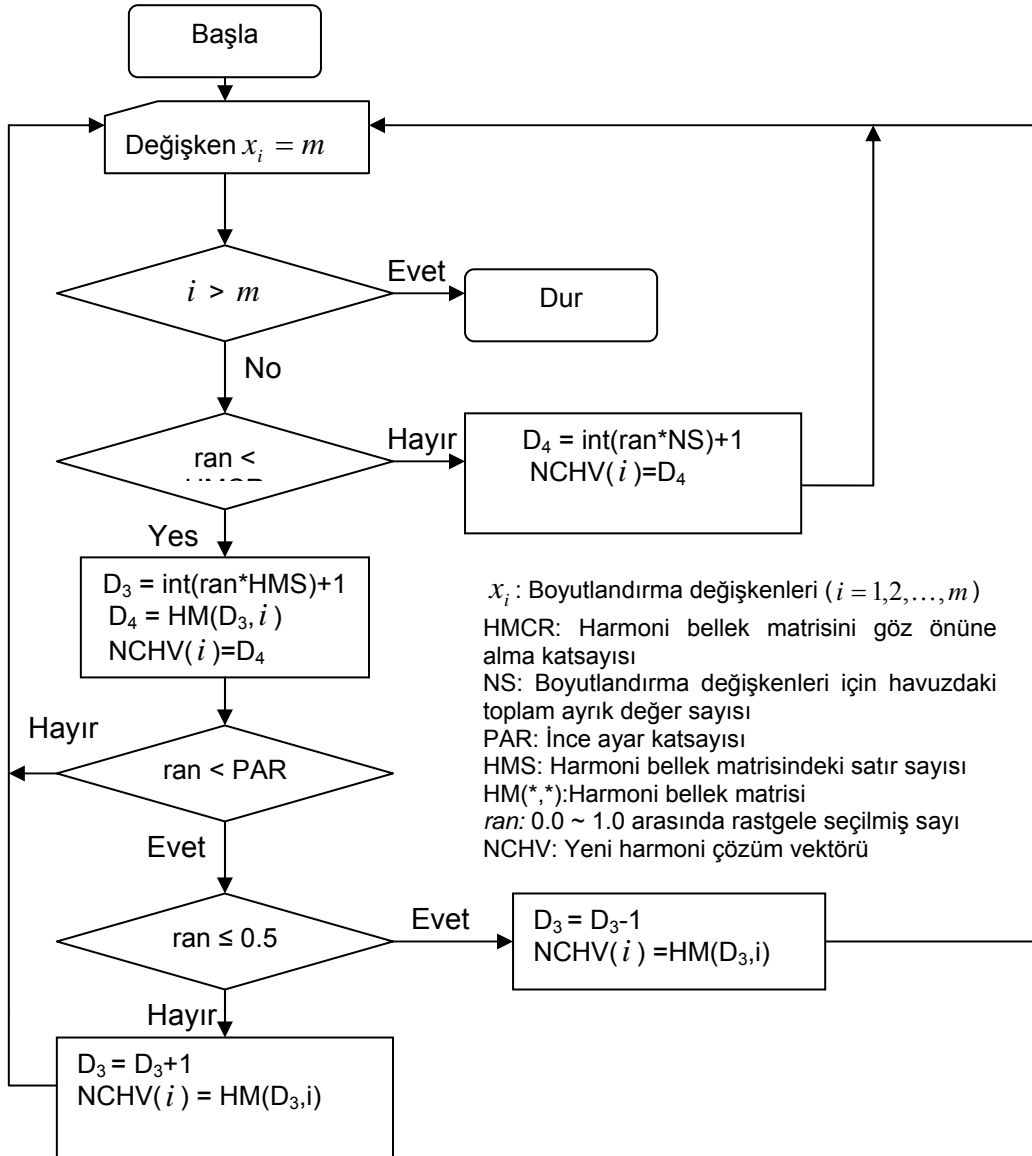
$$x_i^{yeni} \text{ ince ayar yapılmı mı? } \begin{cases} \text{Evet} & \text{PAR ihtimali ile} \\ \text{Hayır} & (1 - \text{PAR}) \text{ ihtimali ile} \end{cases} \quad (3.16)$$

x_i^{yeni} boyutlandırma değişkeni için ince ayar kararının (3.16) testinden *evet* olarak çıktığını varsayalım. Bu durumda x_i^{yeni} için harmoni bellek matrisinin k ıncı elemanı seçilmiş ise bu değer yerine k+1 veya k-1 inci komşu değer alınır. Bu işlem harmoni arama yönteminde oluşması muhtemel durgunluğu önler ve harmoni bellek matrisindeki çözüm vektörleri arasında farklılık oluşturarak global optimumun bulunmasında etkili olur.

Adım 4. Boyutlandırma değişkenleri için yeni değerler seçildikten sonra oluşan çözüm vektörü sınırlayıcı fonksiyonlarının da yerine yazılarak eşitsizliklerin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Burada iki yol izlenebilir. Birincisi sınırlayıcıların tümünün tam olarak sağlanması istenebilir. Bu durumda harmoni bellek matrisinde sadece uygun çözüm vektörlerine yer verilmiş olur ve bu çözüm vektörüne ait amaç fonksiyonu değeri hesaplanır. Eğer amaç fonksiyonunun değeri harmoni bellek matrisindeki en kötü çözüm vektöründen büyükse bu çözüm vektörü atılır, değilse en kötüünün matristen çıkarılarak bu yeni çözüm vektörü matrise yerleştirilir. Daha sonra harmoni bellek matrisindeki çözüm vektörleri amaç fonksiyonları değerlerinin artan değerlerine göre sıraya koyulur. Bazı optimum boyutlandırma problemlerinde bütün sınırlayıcıları sağlayan çözüm vektörlerinin rastgele seçimle yakalanması çok hesaplama zamanı gerektirebilir. Bu durumda daha ekonomik olan ikinci yol

izlenebilir. Bu yolda bütün sınırlayıcıların tam olarak sağlanması aranmaz ve bazı sınırlayıcıların belirlenen küçük bir hata miktarı kadar ihlaline izin verilir. Böylece harmoni arama yönteminin kolaylıkla uygun çözüm vektörü yakalama olasılığı arttırılmış olur. Arama iterasyonları ilerledikçe bu hata miktarı belirli bir yolla azaltılır ve başta tam olarak sınırlayıcıları sağlamamış olan çözüm vektörleri, sınırlayıcıları tam olarak sağlayan çözüm vektörleri ile değiştirilmiş olur.

Adım 5. Üçüncü ve dördüncü adımlar birinci adımda belirlenen maksimum iterasyon sayısına ulaşıncaya kadar tekrar edilir.

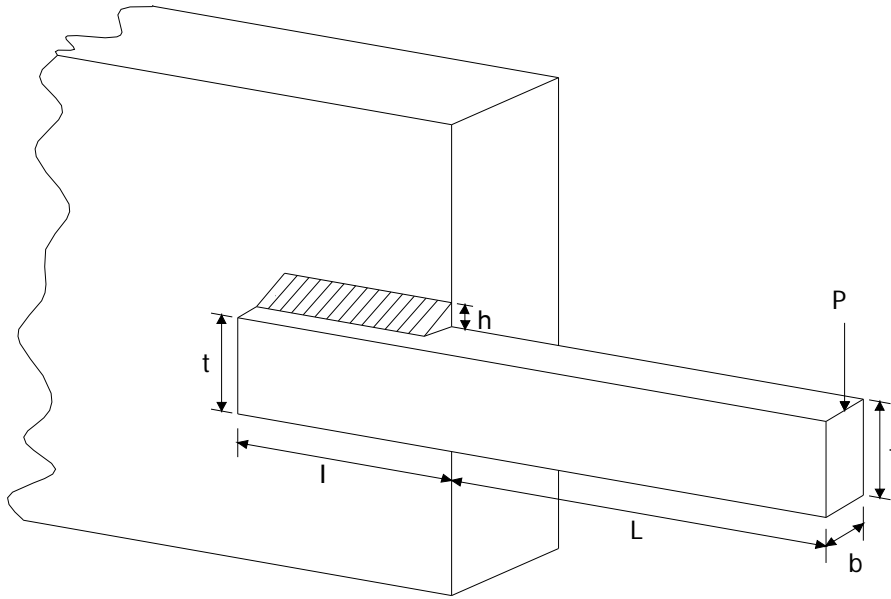


Şekil 3.2 Yeni harmoni bellek vektörünün hazırlanması

3.6 SAYISAL ÖRNEK

Önceki bölümlerde çalışma şekilleri açıklanan metaheuristik optimizasyon yöntemleri Fortran dilinde kodlanmış ve kaynak (LEE K. S. ve Geem Z. W., 2005) den alınan dikdörtgen kesitli ve tekil P yükünü taşıyan kaynaklı konsol kirişin minimum maliyetli boyutlandırılması probleminin optimum çözümünün bulunmasında kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar kaynak (HE S., Prempain E. ve Wu Q. H., 2004) de verilen diğer yöntemlerle bulunan sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Göz önüne alınan optimum boyutlandırma probleminde şekil 3.3 de gösterildiği gibi dört boyutlandırma değişkeni bulunmaktadır. Bunlar sırası ile $h = x_1$ kaynak kalınlığı, $I = x_2$ kaynak boyu, $t = x_3$ kirişin genişliği ve $b = x_4$ kirişin kalınlığıdır. x_1 ve x_2 değişkenlerinin değerleri 0.0064 in katları olan tamsayılarla kodlanmıştır. Problemden 15 sınırlayıcı bulunmaktadır. Bunlar kirişteki kayma gerilmesi (τ) ve eğilmeden doğan normal gerilme (σ) ile ilgili sınırlayıcılar, yanal burkulmaya sebep olan burkulma yükü (P_c), kirişin deplasmanı (δ) ve ayrıca kiriş kesitinin boyutları ile ilgili kaynak (HE S., Prempain E. ve Wu Q. H., 2004) verilen yan sınırlayıcılar ile değişkenlerin değer alabileceği aralıkları belirleyen alt ve üst sınırlardır.



Şekil 3.3 Kaynaklı Kiriş Boyutlandırılması

Buna göre kaynaklı kiriş probleminin matematik modeli aşağıdaki gibidir.:

Minimumu bulunacak amaç fonksiyonu

$$f(x) = 1.10471x_1^2 x_2 + 0.04811x_3 x_4 (14.0 + x_2) \quad (3.17)$$

Sınırlayıcılar:

$$g_1(x) = \tau(x) - \tau_{\max} \leq 0 \quad \rightarrow \quad \text{kayma gerilmesi} \quad (3.18)$$

$$g_2(x) = \sigma(x) - \sigma_{\max} \leq 0 \quad \rightarrow \quad \text{Eğilmeden doğan normal gerilme} \quad (3.19)$$

$$g_3(x) = x_1 - x_4 \leq 0 \quad \rightarrow \quad \text{Yan sınırlayıcı} \quad (3.20)$$

$$g_4(x) = 0.10471x_1^2 + 0.04811x_3 x_4 (14.0 + x_2) - 5 \leq 0 \quad \rightarrow \quad \text{Yan sınırlayıcı} \quad (3.21)$$

$$g_5(x) = 0.125 - x_1 \leq 0 \quad \rightarrow \quad \text{Yan sınırlayıcı} \quad (3.22)$$

$$g_6(x) = \delta(x) - \delta_{\max} \leq 0 \quad \rightarrow \quad \text{Kirişin uç deplasmanı} \quad (3.23)$$

$$g_7(x) = P - P_c(x) \leq 0 \quad \rightarrow \quad \text{Kirişin yanal burkulma sınırlayıcısı} \quad (3.24)$$

Burada

$$\tau(x) = \sqrt{(\tau')^2 + 2\tau'\tau''\frac{x_2}{2R} + (\tau'')^2} \quad (3.25)$$

$$\tau' = \frac{P}{\sqrt{2}x_1x_2} \quad \tau'' = \frac{MR}{J} \quad (3.26)$$

$$M = P\left(L + \frac{x_2}{2}\right) \quad R = \sqrt{\frac{x_2^2}{4} + \left(\frac{x_1 + x_3}{2}\right)^2} \quad (3.27)$$

$$J = 2\left\{\frac{x_1x_2}{\sqrt{2}}\left[\frac{x_2^2}{12} + \left(\frac{x_1 + x_3}{2}\right)^2\right]\right\} \quad \delta(x) = \frac{4PL^3}{Ex_3^3x_4} \quad (3.28)$$

$$\sigma(x) = \frac{6PL}{x_4x_3^2} \quad P_c(x) = \frac{4.013\sqrt{(EGx_3^2x_4^6)}}{L^2}\left(1 - \frac{x_3}{2L}\sqrt{\frac{E}{4G}}\right) \quad (3.29)$$

$$P = 6000 \text{ lb}, \quad L = 14 \text{ in.}, \quad E = 30 \times 10^6 \text{ psi}, \quad G = 12 \times 10^6 \text{ psi} \quad (3.30)$$

$$\tau_{\max} = 13,600 \text{ psi}, \quad \sigma_{\max} = 30,000 \text{ psi}, \quad \delta_{\max} = 0.25 \text{ in.}$$

Ayrıca değişkenlerin değer alabilecekleri alt ve üst sınırları aşağıda verilmiştir:

$$\begin{aligned} 0.1 \leq x_1 \leq 2.0, \quad 0.1 \leq x_2 \leq 10 \\ 0.1 \leq x_3 \leq 10, \quad 0.1 \leq x_4 \leq 2.0 \end{aligned} \quad (3.31)$$

Tanımlanan optimum boyutlandırma probleminin optimum çözümü x_1, x_2, x_3 ve x_4 değişkenlerini ayrıık değişken olarak ele alıp yukarıda adımları açıklanan genetik algoritma, metal tavlama yöntemi, karınca kolonisi optimizasyonu algoritması ve harmoni arama yöntemleri ile elde edilmiştir. Elde edilen optimum çözümler Tablo 3.1 de verilmiştir. Bu çözümlere ek olarak kaynak (HE S., Prempain E. ve Wu Q. H., 2004) de aynı problemin parçacık küme optimizasyonu yöntemi ile elde edilmiş optimum çözümler verilmiştir.

Değişkenler Sınırlayıcılar Amaç Fonksiyonu	Genetik Algoritma	Metal tavlama Optimizasyon Algoritması	Karınca Kolonisi Optimizasyon algoritması	Harmoni Arama Yöntemi	Parçacık Küme optimizasyonu
x_1	0.2489	0.2389	0.2402	0.2220	0.244369
x_2	6.1730	2.4802	6.3336	3.0510	6.217519
x_3	8.1789	9.2299	8.3240	9.5450	8.291471
x_4	0.2533	0.2389	0.2472	0.2630	0.244369
$g_1(x)$	-5758.60	-0.2881	5.384	-3240.01	-5741.1769
$g_2(x)$	-255.58	-5341.32	-574.901	-8965.95	-0.0000007
$g_3(x)$	-0.0044	-0.001033	-0.007	-0.0410	0.000000
$g_4(x)$	-2.9829	-3.2383	-2.982	-2.9356	-3.022954
$g_5(x)$	-0.12390	-0.1139	-0.1152	-0.0970	-0.119369
$g_6(x)$	-0.2342	-0.2384	-0.234	0.1584	-0.234241
$g_7(x)$	-618.82	-102.32	-227.8	-2212.053	-0.000309
$f(x)$	2.433116	1.9046	2.417	2.2290	2.380956

Tablo 3.1 Kaynaklı Kiriş için farklı yöntemlerle elde edilmiş optimum çözümler

Tablo 3.1 de gösterilen sonuçlar karşılaştırıldığında en iyi sonucu metal tavlama yönteminin verdiği görülmektedir. Bu çözümde amaç fonksiyonun değeri 1.9046 olarak bulunmuş olup metal tavlama yöntemi bu çözüme 10001 iterasyon yaparak ulaşmıştır. İkinci iyi çözüm harmoni arama algoritması tarafından bulunmuştur. Bu çözüme ulaşmak için harmoni arama algoritması 1000 iterasyon yapmış ve sonunda amaç fonksiyonunun değerini 2.229 olarak bulmuştur. Stokastik arama algoritmalarında optimum sonuca varmak için yapılan iterasyon sayısı önem arz eder. Nitekim metal tavlama yönteminde iterasyon sayısı harmoni arama yönteminin 10 katı kadardır. Bu sebeple de metal tavlama yöntemi ile bulunan optimum sonuç diğerlerine göre daha küçük çıkmış olabilir.

BÖLÜM 4

ÇELİK ÇERÇEVELERİN KARINCA KOLONİSİ OPTİMİZASYONU YÖNTEMİ İLE LRFD-AISC ve TS 648 ŞARTNAMELERİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASI

4.1 ÇELİK ÇERÇEVELERİN LRFD-AISC ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASI

Çelik çerçevelerin optimum boyutlandırılma işlemi çerçeveyi oluşturan kiriş ve kolonlar için pratikte üretilmekte olan çelik profil tablosundan çelik profiller seçimini gerektirir. Bu seçim genellikle yapı mühendisinin geçmiş tecrübesini ve sezisini kullanarak profil tablosundan rastgele yaptığı bir seçimdir. Bu seçimle oluşturulan çerçevenin dış yükler altındaki davranışının şartnamelerce belirlenmiş sınırların içinde kalıp kalmadığını anlamak için yapı mühendisi çerçevenin analizini yapmak durumundadır. Yapılan analiz sonucu düğüm noktaları deplasmanlarının şartnamede belirlenen sınırdan büyük olup olmadığı ve kolon ve kiriş grupları için seçilen kesitlerin yeterli dayanıma sahip olup olmadığı ortaya çıkar. Eğer bu sınırlardan biri ve/veya bazıları sağlanmıyorsa seçilen eski profillerin tümünün veya bazılarının yeni seçilecek profillerle değiştirilerek sağlanmayan sınırların sağlanır durumuna getirilmesi için ardı sıra profil seçimi ve çerçeve analizleri yapılır. Pratikte üretilmekte olan profil tablosu göz önüne alındığında kolon ve kiriş grupları için yapılacak profil seçimlerinin çok fazla sayıda olduğu açıkça anlaşılır. Mesela, elemanları sekiz grupta toplanmış bir çelik çerçeve için W profilleri tablosunda var olan 272 profil göz önüne alınarak her bir grup için yapılabilecek profil ataması kombinasyonu sayısı 2.996065×10^{19} dur. Her ne kadar yapı mühendisi kişisel tecrübesini kullanarak bu rakamı küçültebilirse de bu sayıda bir kombinasyonun denenerek uygun olanların seçilmesi işlemi günler süren bir hesaplama zamanı gerektirir. Çubukları çok sayıda gruplarda toplanmış olan daha büyük çerçevelerde bu işlem neredeyse imkânsız hale gelir.

Bu tür kombinasyonel optimizasyon problemlerinin çözümü önceleri matematik programlama yöntemleri ile elde edilmeye çalışılmıştır. Bu bağlamda dal ve sınır yöntemi (Branch and Bound), tamsayı programlama (integer programming), dinamik programlama (dynamic programming) ve optimumluk kriteri (optimality criteria method) yöntemlerine dayalı yapısal optimum boyutlandırma yöntemleri geliştirilmiştir (ATREK E. Ve diğerleri, 1984 - BELEGUNDI A.D. ve Chandrupath T. R., 1999). Bu algoritmaların bir kısmında sınırlayıcılar şartnamelerden alınıp olduğu gibi boyutlandırma problemine dahil edilmiştir. Bunların arasında kaynak (SAKA M. P., 1990) de geliştirilen yapısal optimum boyutlandırma yöntemi optimumluk kriteri tekniğini kullanmış ve çelik kafes sistemlerin optimum boyutlandırma problemi Amerikan Çelik Yapılar Enstitüsünün (ASD-AISC, Allowable Stress Design, American Institute of Steel Construction) izin verilebilir gerilme tasarımı şartnamesinde belirlenen sınırlayıcılar göz önüne alınarak yapılmıştır. (GRIERSON D. E. ve Cameron G. E., 1990) kaynağında ise boyutlandırma sınırlayıcılarını Kanada çelik yapıların sınır durum tasarımı şartnamesinden (CAN/CSA-S16-01 Limit State Design of Steel Structures) alan ve yine optimumluk kriterine dayalı bir optimum boyutlandırma yazılımı geliştirilmiştir. Bu yazılım çelik çerçevelerim kolon ve kirişleri için gerekli optimum profilleri pratikte var olan profil tablosundan seçerek minimum ağırlıklı ve optimum profil kesitli çelik çerçeveler elde etmektedir. (SOEGIARSO R. and Adeli H., 1997) kaynağında ise yine optimumluk kriterine dayalı çelik çerçeveleri yük ve dayanma gücü faktörü tasarımı (LRFD-AISC, Load and Resistance Factor Design, American Institute of Steel Construction) şartnamesine göre optimum boyutlandırma bir yöntem sunulmuştur. Bu çalışmada çelik çerçevenin rüzgar, ölü ve hareketli yüklere maruz kalması durumları göz önüne alınmış ve LRFD sınırlayıcılarının doğrusal olmama derecesinin yüksek olduğu belirtilmiştir. Geliştirilen algoritma yükseklikleri 20 kat ile 80 kat arasında değişen çok katlı çelik çerçevelere uygulanarak başarılı sonuçların bulunduğu belirtilmiştir.

Bu bölümde önce çelik çerçeve elemanlarının LRFD-AISC (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) şartnamesine göre boyutlandırılması yapılırken sağlanması gereken sınırlayıcılar açıklanmış ve daha sonra aynı işlemin TS 648 (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, 1980) şartnamesine göre nasıl yapılacağı belirtilmiştir. Daha sonrada çelik çerçevelerin bu iki şartnameye göre ayrı optimum boyutlandırılmasını yapan algoritmanın detayları verilmiş ve geliştirilen algoritmaların uygulamasını göstermek amacıyla seçilen çelik çerçevelerin optimum boyutlandırılması yapılmıştır.

4.1.1 İKİ YÖNLÜ EĞİLME MOMENTİ VE EKSENEL KUVVET ETKİSİNDEKİ PROFİLİNİN TASARIMI

İki yönde eğilmeye ve çekme yüklerine maruz kalan geniş başlıklı I profillerinin tasarımı LRFD-AISC şartnamesinde (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) yer alan (H1-1a) ve (H1-1b) numaralı denklemlere göre yapılmaktadır.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \text{ Koşulu için;}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_u}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{H1-1a})$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \text{ Koşulu için;}$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_u}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{H1-1b})$$

(H1-1a) ve (H1-1b) formüllerindeki ifadeler,

P_u = Yapı elemanına etki eden aksenal çekme kuvveti, N

P_n = Yapı elemanın taşıyabileceği maksimum çekme kuvveti, N.

M_u = Çelik yapı elemanına etki eden eğilme momenti, N-mm

M_n = Yapı elemanın taşıyabileceği maksimum eğilme momenti, N-mm.

x = Yapı eleman kesitinin güçlü eksen (Güçlü eksen)

y = Yapı eleman kesitinin ikincil eksen (Zayıf eksen)

ϕ = Çekme için dayanım katsayısı=0,90

olarak tanımlanır.

İki yönde eğilmeye ve basınç yüklerine maruz kalan geniş başlıklı I profillerinin tasarımı da aynı şekilde LRFD-AISC şartnamesinde (Load and Resistance Factor Design, Manual of

Steel Construction, 1986) yer alan (H1-1a) ve (H1-1b) numaralı denklemlere göre yapılmaktadır.

Burada,

P_u = Yapı elemanına etki eden eksenel basınç kuvveti, N

P_n = Yapı elemanın taşıyabileceği maksimum basınç kuvveti, N

M_u = Belirli katsayılar ile çarpılarak yapı elemanına etki eden eğilme momenti, N-mm

M_n = Yapı elemanın taşıyabileceği maksimum eğilme momenti, N-mm

x = Yapı eleman kesitinin güçlü eksen (Güçlü eksen)

y = Yapı eleman kesitinin ikincil eksen (Zayıf eksen)

$\phi = \phi_c$ = Basınç için dayanım katsayısı=0,85

olarak ifade edilirler.

4.1.1.1 Çekme Çubukları için P_n 'nin hesabı

Eksenel çekme kuvvetine maruz kalan yapı elemanının dayanımı LRFD-AISC şartnamesinde (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) yer alan ve aşağıda (D1-1) formülüne göre hesaplanır. Bu formül aşağıdaki şekilde gibidir.

$$\begin{aligned}\phi_t &= 0,90 \\ P_n &= F_y A_g\end{aligned}\tag{D1-1}$$

Burada: A_g = Kesitin brüt alanı(mm²), F_y = Çeliğin akma dayanımıdır (MPa).

4.1.1.2 M_u nun hesabı

LRFD-AISC şartnamesi (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) M_u ' nun hesabında çerçeveye etkiyen dış yükler altında ($P\Delta$) etkisinin de göz önüne alınmasını gerektirir. Buda çerçevenin doğrusal olmayan davranışının hesaba katıldığı bir analiz yapılarak eğilme momentlerinin hesaplanmasını zorunlu kılar. Oysa bu tür analizler karmaşık ve zaman alıcı olduğundan LRFD-AISC şartnamesi (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) bu momentin hesabı için yaklaşık bir denklem belirlemiştir. Bu denklem (C1-1) de verilmiştir.

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}\tag{C1-1}$$

Burada M_{nt} =Çerçevenin düşey yükler altında yatay ötelenmesinin engellenerek yapılan analizi sonucunda elde edilen eğilme momenti (N-mm) ve M_{lt} =Çerçeveye sadece yatay yükler altında yanal ötelenmesi engellenmeden yapılan analiz sonucunda elde edilen eğilme momentidir (N-mm). B_1 ve B_2 birer katsayıdır. Bunlardan B_1 katsayısı LRFD-AISC şartnamesinde (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) yer alan (C1-2) denkleminde göre hesaplanır.

$$B_1 = \frac{C_m}{(1 - P_u / P_{e1})} \quad (C1-2)$$

Yukarıdaki denklemde $P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$ (N) dir. Bu formülde (KL) ifadesi eşdeğer burkulma boyudur. C_m bir katsayı olup prizmatik çubuklar için yazılan etkileşim formülündeki eğilme terimlerine uygulanır ve değeri kolonlara etkileyen eğilme momentlerinin sebep olduğu eğriliğin büyüklüğüne bağlıdır. Bu ifade LRFD-AISC (C1-3) denklemine göre hesaplanır.

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} \quad (C1-3)$$

Yukarıdaki denklemde M_1 çubuk uç momentlerden mutlak değerce küçük olanı (N-mm), M_2 ise çubuk uç momentlerden mutlak değerce büyük olanıdır.(N-mm).

(C1-2) denklemde B_2 katsayısı LRFD-AISC şartnamesinde (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) yer alan aşağıdaki formüllerden biriyle hesaplanır.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left(\frac{\Delta_{oh}}{\sum HL} \right)} \quad (C1-4)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}} \quad (C1-5)$$

Yukarıdaki denklemlerde, $\sum P_u$ =bir kattaki tüm kolonların üzerine gelen aksel kuvvetlerin toplamı (N), $\sum \Delta_{oh}$ = katlar arası yatay deplasman farkı (mm), $\sum H$ =tüm katlara etki eden yatay kuvvetlerin toplamı (N) ve L = Her bir katın yüksekliği (mm) olarak tanımlanmıştır. P_{e2} ifadesinin değeri de $\sum P_{e2} = \sum \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$ (N) formülünden hesaplanır. Bu formüldeki (KL) ifadesi çerçevenin sadece yatay ötelenme olması durumundaki çubuğun eşdeğer burkulma boyudur.

4.1.1.3 M_n 'nin hesaplanması

Eğilmeye maruz kalan yapı elemanının güçlü ve zayıf eksene göre taşıyabileceği maksimum momentlerinin hesabı birbirlerinden farklıdır. Eğilmeye maruz kalan yapı elemanının güçlü sene göre taşıyabileceği maksimum moment dört sınır durumu dikkate alınarak hesaplanır. Bunlar:

4.1.1.3.1 Akma Sınır Durumu

Akma sınır durumuna göre yapı elemanın eğilmeye göre dayanımı LRFD-AISC (F1-1) numaralı denkleme göre hesaplanır.

$$\phi_b = 0,90$$

$$M_{nx} = M_{px} \quad (F1-1)$$

$$M_{px} = F_y Z_x \leq 1,5M_{yx}, M_{yx} = F_y S_x$$

Yukarıdaki denkleme,

M_{px} = Kesitin plastik momenttir. N-mm

M_{yx} = Elastik gerilme dağılımına göre kesitin tarafsız eksene en uzak lifinde akma gerilmesini meydana getiren moment değeridir. N-mm

F_y = Kesitin akma gerilmesi dayanımıdır. MPa

S_x = Kesitin güçlü eksene göre alan momenti değeridir. mm³

Z_x = Kesitin güçlü eksene göre plastik modülüdür. mm³

4.1.1.3.2 Yanal burkulma sınır durumu

Çubuğun yanal burkulma kritik momenti M_{nx} aşağıdaki işlem sırasına göre hesaplanır.

İlk olarak sınır burkulma boyları olan L_p ve L_r hesaplanması gerekir. LRFD-AISC (F1-4) ve (F1-6) denklemleriyle hesaplanan bu değerler aşağıda gösterilmiştir.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (F1-4)$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} \quad (F1-6)$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (F1-8)$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (\text{F1-9})$$

Yukarıdaki denklemlerde,

L_p = Yanal desteksiz çubuğun plastik davranışa geçtiği andaki sınır burkulma boyu (mm).

L_r = Yanal desteksiz çubuğun elastik olmayan yanall burulmalı burkulma durumundaki sınır burkulma boyu (mm) .

A = Profilin kesit alanı, mm^2

J = Kesitin burulma atalet momenti, mm^4

E = Çeliğin elastisite modülü (205 000 MPa)

G = Çeliğin kayma modülü (77 200 MPa)

$F_L = (F_{yf} - F_r)$ ve F_{yw} değerlerinden küçük olanı

F_r = Profilin imalat sırasında meydana gelen ön gerilme, 69 MPa

F_{yf} = Profil başlığının akma dayanımı, MPa

F_{yw} = Profil gövdesindeki akma dayanımı, MPa

I_y = Zayıf eksene göre profilin atalet momenti, mm^4

C_w = Profilin çarpılma katsayısı, mm^6

Sınır burkulma boyları olan L_p ve L_r değerlerinin hesaplanmasından sonra çubuğun desteklenmiş iki ucu arasındaki mesafe olan L_b 'nin bulunduğu sınır değerinin aralığına göre güçlü eksene göre çubuğun taşıyabileceği maksimum moment değeri M_{nx} hesaplanır.

1.Durum $L_b \leq L_p$ için; $M_{nx} = M_{px}$ dir.

2.Durum $L_p \leq L_b \leq L_r$ için;

$$M_{nx} = C_b \left[M_{px} - \left(M_{px} - M_r \right) \left(\frac{L_b - L_r}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{px} \quad (\text{F1-2})$$

Yukarıdaki denklemde C_b katsayısı her iki ucu tutulmuş yapı elemanlarında düzgün olmayan moment dağılımı için kullanılan değişim katsayısıdır. Bu ifade aşağıdaki şekilde gösterilir.

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 4 M_C} \quad (\text{F1-3})$$

Yukarıdaki denklemde,

M_{\max} =Yapı elemanı üzerinde oluşan maksimum momentin mutlak değeridir. N-mm.

M_A = Yapı elemanının $1/4$ lük kısmında oluşan momentin mutlak değeridir. N-mm.

M_B = Yapı elemanının ortasında oluşan momentin mutlak değeridir. N-mm.

M_C = Yapı elemanının $3/4$ lük kısmında oluşan momentin mutlak değeridir. N-mm.

Ankastre kiriş gibi tek tarafı tutulmuş yapı elemanlarında “ C_b ” katsayısı 1,0 olarak alınır. (F1-2) formülündeki M_r değeri de $M_r = F_L S_x$ Formülüne göre hesaplanır.

3.Durum $L_b > L_r$ için;

$$M_{nx} = M_{cr} \leq M_{px} \quad (\text{F1-12})$$

(F1-12) numaralı denklemde,

M_{cr} = Kritik elastik moment olup aşağıdaki formüllere göre hesaplanır.

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad (\text{F1-13})$$

Ya da

$$M_{cr} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / r_y)^2}} \quad (\text{F1-13})$$

4.1.1.3.3 Profil başlığının yerel burkulma sınır durumu

Profil başlığının burkulma sınır durumunu belirlemek için öncelikle LRFD-AISC şartnamesindeki (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) tablo B5.1te yer alan kritik narinlik değerleri hesaplanır. Bu değerler aşağıdaki şekilde formüle edilir.

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{E / (F_y - 69)}$$

Yukarıdaki denklemlerde λ_p = Plastik narinlik sınırı ve λ_r = Sıkıştırılmamış çubuk için narinlik sınır değeridir. Bu ifadeler hesaplandıktan sonra $\lambda = b / 2t_f$ değerinin bulunduğu sınır değerlerinin aralığına göre güçlü eksen için göre yapı elemanının taşıyabileceği maksimum moment değeri M_{nx} hesaplanır.

1.Durum $\lambda \leq \lambda_p$ koşulu için; $M_{nx} = M_{px}$ dir.

2.Durum $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ koşulu için;

$$M_{nx} = C_b \left[M_{px} - (M_{px} - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_r}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq M_{px} \text{ dir.}$$

3.Durum $\lambda_r < \lambda$ koşulu için; Çubuk narin yapı elemanı olarak değerlendirilir ve atanan kesit sağlamaz.

4.1.1.3.4 Profil gövdesinin yerel burkulma sınır durumu

Profil gövdesinin yerel burkulma sınır durumunu belirlemek için öncelikle LRFD-AISC şartnamesinde (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) yer alan tablo B5.1'teki narinlik sınır değerleri hesaplanır.

$P_u / \phi_b P_y \leq 0.125$ İçin;

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$$

$P_u / \phi_b P_y > 0.125$ İçin;

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.74 P_u}{\phi_b P_y} \right)$$

Yukarıdaki denklemlerde P_u =yapı elemanının üzerine gelen aksenal kuvvet, $P_y = A F_y$ plastik basınç kuvveti olarak ifade edilirler. ϕ_b katsayısı da 0,90 olarak alınır. λ_p ve λ_r değerleri hesaplandıktan sonra profil başlığının sınır burkulma durumuna benzer şekilde güçlü eksene göre yapı elemanının taşıyabileceği maksimum moment değeri M_{nx} $\lambda = h/t_w$ değerinin düştüğü sınır değerlerinin aralığına göre hesaplanır.

1.Durum $\lambda \leq \lambda_p$ ise; $M_{nx} = M_{px}$ dir.

2.Durum $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ ise;

$$M_{nx} = C_b \left[M_{px} - (M_{px} - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_r}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq M_{px} \text{ dir.}$$

3.Durum $\lambda_r < \lambda$ ise; yapı narin yapı elemanı olarak değerlendirilir ve kesit sağlamaz.

Akma sınır durumu, yanal burkulma sınır durumu, profil başlığı sınır burkulma durumu ve profil gövdesi sınır burkulma durumunun her biri için maksimum moment değerleri M_{nx}

hesaplanır. Hesaplanan bu dört değerden en küçük değere sahip olan M_{nx} değeri yapı elemanının taşıyabileceği maksimum moment değeri M_{nx} olarak belirlenir.

Eğilmeye maruz kalan yapı elemanının ikincil eksene göre taşıyabileceği maksimum moment ise sadece akma sınır durumu dikkate alınarak hesaplanır. Bu sınır durumu güçlü eksendeki sınır durumuna benzer şekilde aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\phi_b = 0,90$$

$$M_{ny} = M_{py}$$

$$M_{py} = F_y Z_y \leq 1,5M_{yy}$$

$$M_{yy} = F_y S_y$$

Yukarıdaki denklemde,

M_{py} = Kesitin ikincil eksene göre plastik momenttir. N-mm

M_{yy} = Elastik gerilme dağılımına göre kesitin en kritik lifinde akma gerilmesini meydana getiren moment değeridir. N-mm

F_y = Kesitin akma gerilmesi dayanımıdır. N/mm²

S_y = Kesitin ikincil eksene göre alan momenti değeridir. mm³

Z_y = Kesitin ikincil eksene göre plastik modülüdür. mm³

4.1.1.4 Basınç Çubukları için P_n nin hesabı

Çubuğun taşıyabileceği maksimum aksenal basınç kuvveti P_n iki koşulu sağlayacak şekilde hesaplanmalıdır. Bunlar:

4.1.1.4.1 Etkili boy uzunluğu ve narinlik sınır koşulu

Bu kısımda yapının narinlik parametresi λ_c aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (E2-4)$$

Burada (Kl) ifadesi çerçevenin sadece yatay ötelenme olması durumundaki çubuğun eşdeğer burkulma boyudur. Buradaki sınır koşuluna göre λ_c ifadesi $1,5 K$ değerini geçmemelidir.

4.1.1.4.2 Burkulma sınır koşulu

Bu kısımda (E2-4) formülüne göre hesaplanan λ_c değerinin 1,5 ten büyük veya küçük olma durumuna göre F_{cr} değeri hesaplanır. LRFD-AISC şartnamesinde (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) (E2-2) ve (E2-3) formülleri ile belirtilen bu ifade aşağıdaki gibi gösterilir.

$\lambda_c \leq 1,5$ için;

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (E2-2)$$

$\lambda_c > 1,5$ için;

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (E2-3)$$

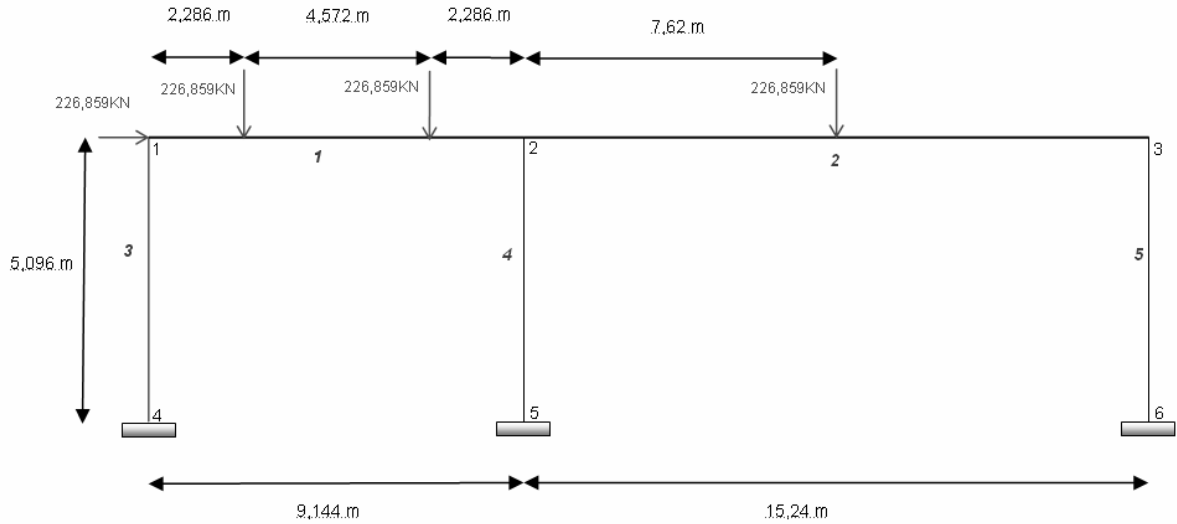
Hesap edilen F_{cr} ifadesi kullanılarak yapının taşıyabileceği maksimum aksenal basınç kuvveti P_n elde edilir. P_n ifadesinin formülü:

$$P_n = A_g F_{cr} \text{ dir} \quad (E2-1)$$

Yukarıdaki denklemden A_g yapı elemanı kesitinin brüt alanıdır.

İki yönde eğilmeye ve normal kuvvetlere maruz kalan profillerin tasarımı yukarıda ayrıntılı bir şekilde anlatılmıştır. Şimdi de profillerin tasarımı örnek bir problem üzerinde gösterilecektir.

4.1.1.5 ÖRNEK PROBLEM



Şekil.4.1 Örnek problem

Yukarıda gösterilen iki açıklıklı tek katlı iki boyutlu çerçeve yatay ve düşey kuvvetlere maruzdur. Çerçevenin kirişleri W410x132 profili, çerçevenin kolonları ise W360x101 profili olarak seçilmiştir. Çerçevenin boyutları ve uygulanan kuvvetlerin büyüklükleri şekil 4.1 de gösterilmiştir.

Analiz:

LRFD-AISC şartnamesine (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) göre yapı üzerindeki ($P - \Delta$) etkileri hesaplayabilmek için çerçeveyi iki kısımda analiz etmek gerekmektedir. Bunlar yapının yatay ötelenmesini önleyerek düşey yükler altındaki analizi ve yapının yatay ötelenmesini önlemeden sadece yatay yükler altındaki analizidir. Örnekte verilen çerçevenin her iki kısımdaki belirtilen yükler altında analizi yapılmış ve elde edilen çubuk uç kuvvet ve momentleri tablo 4.1 ve tablo 4.2 de gösterilmiştir.

ÇUBUK UÇ KUVVETLERİ VE MOMENTLERİ							
BAŞ NO	SON NO.	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN-m)	MY(KN-m)	MZ(KN-m)
1	2	0.1649E+01	0.2626E+03	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.5029E+03
2	1	0.9895E+00	0.1304E+03	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.5137E+03
2	2	-0.9895E+00	0.9651E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.2557E+03
3	1	0.1912E+03	-0.4344E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.1766E+03
3	2	-0.1912E+03	0.4344E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.8828E+02
4	1	0.3929E+03	-0.2639E+01	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.1074E+02
4	2	-0.3929E+03	0.2639E+01	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.5347E+01
5	1	0.9651E+02	0.6293E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.2557E+03
5	2	-0.9651E+02	-0.6293E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.1279E+03

Tablo 4.1 Çerçevenin yatay ötelenmesi engellenerek yapılan analizi sonucunda bulunan çubuk uç kuvvetleri ve momentleri

ÇUBUK UÇ KUVVETLERİ VE MOMENTLERİ							
BAŞ. NO.	SON NO.	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN-m)	MY(KN-m)	MZ(KN-m)
1	1	0.1524E+03	-0.3787E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.1938E+03
1	2	-0.1524E+03	0.3787E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.1525E+03
2	1	0.6216E+02	-0.1659E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.1068E+03
2	2	-0.6216E+02	0.1659E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-0.1461E+03
3	1	-0.3787E+02	-0.7446E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.1938E+03
3	2	0.3787E+02	0.7446E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.2601E+03
4	1	0.2128E+02	-0.9024E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.2593E+03
4	2	-0.2128E+02	0.9024E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.2908E+03
5	1	0.1659E+02	-0.6216E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.1461E+03
5	2	-0.1659E+02	0.6216E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.2328E+03

Tablo 4.2 Çerçevenin sadece yatay yükler altında ötelenmesi engellenmeden yapılan analiz sonucunda elde edilen çubuk uç kuvvetleri ve momentleri

Tasarım:

Yapı üzerinde oluşan kuvvetler ve momentler hesaplandıktan sonra en kritik yapı elemanı olarak görünen 5 numaralı kolon elemanına atanan W360x101 kesitin sağlayıp sağlamadığı kontrol edilecektir. W360x101 profilinin kesit özellikleri:

$$I_x = 302e6 \text{ mm}^4 \quad S_x = 1690e3 \text{ mm}^3 \quad Z_x = 1880e3 \text{ mm}^3 \quad R_x = 153 \text{ mm}$$

$$I_y = 50,6e6 \text{ mm}^4 \quad S_y = 397e3 \text{ mm}^3 \quad Z_y = 606e3 \text{ mm}^3 \quad R_y = 62,6 \text{ mm}$$

$$C_w = 1450e9 \text{ mm}^9 \quad J = 1260e3 \text{ mm}^3 \quad A = 12900 \text{ mm}^2$$

$$b_f / 2t_f = 6,97 \text{ mm} \quad h / t_w = 27,6 \text{ mm}$$

Kolon:5

İlk olarak kolon elemanının burkulma boyu katsayısı hesaplanır. 5 numaralı kolon elemanları 3 ve 6 numaralı düğüm noktaları ile bağlıdır. Bu iki düğüm noktasının kolon giriş eleman rijitlikleri oranı hesaplanır.

$$G_3 = \frac{\sum \frac{I_{xkolon}}{l_{xkolon}}}{\sum \frac{I_{xkiriş}}{l_{xkiriş}}} = \frac{3,02e8}{5,38e8} = 1,40335 \quad G_6 = 0 \text{ (Ankastre mesnet olduğu için)}$$

Hesaplanan bu iki değerden yararlanarak yatay ötelenmesi engellenmemiş durumuna göre $K_x = 1,21$ olarak elde edilir. K_y değeri y yönünde herhangi bir eleman bulunmadığı için otomatik olarak "1" alınmıştır. Elde edilen burkulma boyu katsayılarından yararlanarak yapı elemanın hem güçlü hem de zayıf eksene göre narinlik parametresi hesaplanır.

$$\lambda_{cx} = \frac{K_x l}{r_x \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{(1,347) (6096)}{\pi (153)} \sqrt{\frac{250}{205000}} = 0,5966$$

$$\lambda_{cy} = \frac{K_y l}{r_y \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 (6096)}{\pi 62,6} \sqrt{\frac{250}{205000}} = 1,08246$$

Bu iki narinlik parametrelerinden büyük olan λ_{cy} değeri λ_c olarak alınır ve λ_c ifadesi kullanılarak " P_n " değeri hesap edilir.

$$P_n = A F_{cr} = A F_y 0,658^{\lambda_c^2}$$

$$P_n = A F_{cr} = A F_y 0,658^{1,08246^2}$$

$$P_n = 1,97487e6 \text{ N}$$

Yapının taşıyabileceği maksimum aksenal basınç kuvveti hesaplandıktan sonra yapının güçlü ve ikincil eksenlerindeki taşıyabileceği maksimum eğilme momenti hesaplanır. Daha önceden de söylenildiği yapı elemanının güçlü eksene göre taşıyabileceği maksimum momenti dört sınır durumuna göre hesaplanır.

Akma sınır durumu:

$$M_{px} = F_y Z_x = (250) (1,88e6) = 4,7e8 \text{ N-mm}$$

$$1,5M_{yx} = (1,5) F_y S_x = (1,5) (250) (1,69e6) = 6,3375e8 \text{ N-mm}$$

Küçük olan değer $4,7e8$ olduğu için $M_{nx} = M_{px} = 4,7e8$ olarak hesaplanır.

Yanal Sınır Burkulma boyu:

Öncelikle yapı elemanın burkulma sınır boyları L_p ve L_r değerleri hesaplanır.

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = (1,76) (62,6) \sqrt{\frac{205000}{250}} = 3154,6 \text{ mm}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{1,69e6} \sqrt{\frac{(2,05e5)(788462) (1,26e6) (1,29e4)}{2}} = 2,131e4$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 4 \frac{1,45e12}{5,06e7} \left(\frac{1,88e6}{(788462) (1,26e6)} \right)^2 = 3,317e-5$$

$$F_{yf} - F_r = 250 - 69 = 181 \quad F_{yw} = 250 \text{ küçük olanı } F_L = 181 \text{ MPa}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} = 11520 \text{ mm}$$

Yapı elemanının boyu L_B değeri L_p ve L_r değerlerinin arasında olduğu için ikinci durum geçerlidir.

$L_p \leq L_b \leq L_r$ koşulu:

Yapı analizinden elde edilen $M_{\max} = 401,8 e6$ N-mm, $M_A = 211,2 e6$ N-mm, $M_B = 20,56$ N-mm ve $M_C = 170,1$ N-mm değerleri ile C_B değeri hesaplanır.

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 4 M_C} = 2,25$$

“ M_r ” değeri de $M_r = F_L S_x = (181) (1,88e6) = 3,059e9$ N-mm olarak elde edilir. Hesaplanan değerler (F1-2) formülünde yerine yazılırsa.

$$M_{nx} = C_b \left[M_{px} - (M_{px} - M_r) \left(\frac{L_b - L_r}{L_r - L_p} \right) \right] = 9,284e8 \text{ N-mm}$$

$M_{nx} = 9,284e8 \geq M_{px}$ Olduğu için; $M_{nx} = M_{px} = 4,7e8$ N-mm olur.

Profil başlığının sınır burkulma durumu:

Profilin elemanın başlık kısmı için genişlik kalınlık sınır değerleri olan λ_p ve λ_r hesaplanır.

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{E / F_y} = 0,38 \sqrt{205000 / 250} = 10,88$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{E / (F_y - 69)} = 0,83 \sqrt{205000 / (250 - 69)} = 27,93$$

$$\frac{b}{2t_f} = 6,97 \text{ değeri } \lambda_p \text{ değerinden küçük olduğu için birinci durum geçerlidir.}$$

$$M_{nx} = M_{px} = 4,70e8 \text{ N-mm}$$

Profil başlığının sınır burkulma durumu:

Profilin elemanın gövde kısmı için genişlik kalınlık sınır değerleri olan λ_p ve λ_r hesaplanır.

$$P_u / \phi_b P_y = 1,131e5 / (0,90 \cdot 250 \cdot 12900) = 0,0039 \leq 0,125 \text{ Olduğu için}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{2,75 P_u}{\phi_b P_y} \right)} = 96,1$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{0,74 P_u}{\phi_b P_y} \right)} = 158,517$$

Olarak bulunur. $\frac{h}{t_w} = 27,6$ değeri “ λ_p ” değerinden küçük olduğu için birinci durum geçerlidir.

$$M_{nx} = M_{px} = 4,70e8 \text{ N-mm}$$

Yukarıda hesaplanan dört sınır durumuna göre elde edilen en küçük “ M_{nx} ” değeri $4,70e8$ N-mm dir.

Yapı elemanının ikincil eksene göre taşıyabileceği maksimum moment “ M_{ny} ” sadece akma sınır durumuna göre hesaplanır.

$$M_{py} = F_y Z_y = (250) (6,06e5) = 1,515e8 \text{ N-mm}$$

$$1,5M_{yy} = (1,5) (250) (3,97e5) = 1,488e8 \text{ N-mm}$$

Küçük olan değer $1,488e8$ olduğu için $M_{ny} = M_{py} = 1,488e8$ N-mm olarak hesaplanır.

Çubuğun taşıyabileceği maksimum eğilme momenti hesaplandıktan sonra çubuğa etki eden eğilme momenti hesaplanır. Zayıf eksende çubuğa etki eden eğilme momenti olmadığı için M_{ny} değerinin hesaplanmasına gerek yoktur. Güçlü yönde etki eden eğilme momentini hesaplamak için öncelikle güçlü yönde etki eden eğilme momentinin çarpılacağı katsayılar olan B_1 ve B_2 değerlerini hesaplanması gerekir. Bu katsayıların formüllerindeki ifadeler hesaplandıktan sonra B_1 ve B_2 katsayıları (C1–2) ve (C1–5) formüllerine göre bulunur.

$$K = 0,641628 \text{ (Yatay ötelenme engellenmiş)}$$

$$P_{elx} = \frac{\pi^2 E I_x}{(Kl)^2} = \frac{\pi^2 (205000)(3,02e8)}{((0,641628)(6096))^2} = 3,994e7 \text{ N}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} = 0,6 - 0,4 \frac{127,9}{255,8} = 0,4$$

$$K = 1,374 \text{ (Yatay ötelenme engellenmemiş)}$$

$$\sum P_u = 6,806e5 \text{ N}$$

$$\sum P_{e2x} = \sum \frac{\pi^2 E I_x}{(KL)^2} = \sum \frac{\pi^2 2050003,02e8}{((1,374) (6096))^2} = 2,916e7 \text{ N.}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{(1 - P_u / P_{e1x})} = \frac{0,4}{(1 - 1,131e5 / 3,994e7)} < 0 \text{ Olduğu için } B_1 = 1$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}} = \frac{1}{1 - \frac{6,806e5}{2,916e7}} = 1,024$$

Yapı analizinden elde edilen M_{nt} , M_{lt} değerleri ile yukarıda hesaplanan B_1 , B_2 katsayıları (C1-1) formülünde yerine yazılarak yapı elemanın üzerine etkiyen güçlü eksendeki maksimum moment değeri bulunur.

$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 4,053e8 \text{ N-mm}$$

Yapının üzerine gelen ve yapının taşıyabileceği maksimum moment ve normal kuvvetler hesaplandıktan sonra bu değerler (H-1-a) ya da (H-1-b) formüllerinden uygun olanında yerine konularak atanan kesitin sağlayıp sağlamadığı belirlenir.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1,130e5}{(0,85) (1,97487e6)} = 0,0674 < 0,2 \text{ Olduğu için (H-1-b) formülü geçerlidir. Yukarıda}$$

elde edilen değerler (H-1-b) formülünde yerine yazılırsa:

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{1,130e5}{2 (0,85) (1,97487e6)} + \left(\frac{4,053e8}{(0,9) (4,7e8)} + 0 \right) = 0,9919 \leq 1,0 \text{ Kesit}$$

sağlamıştır.

Yukarıda adımları açıklanan ve bir örnekte uygulaması yapılan iki yönlü eğilme momenti ile aksenal kuvvet etkisindeki W profillerin LRFD-AISC'ye (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) göre tahkiki yapan bir alt program "FORTRAN" dilinde yazılmış ve kontrol edildikten sonra ana programa eklenmiştir.

4.1.2 BİNALARIN ASCE YÜK STANDARTLARI EŞDEĞER DEPREM YÖNTEMİ İLE DEPREM YÜKÜNÜN BELİRLENMESİ

4.1.2.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemin Kullanılması için Gerekli Kısıtlamalar

Bu yöntemin uygulanması için ASCE 7-05 tablo 12.2-1 ve ASCE 7-05 tablo 12.6-1'de verilen kısıtlamalara uygun olması gerekmektedir (Minimum Design Loads for Building and Other Structures, 2005).

4.1.2.2 Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü Belirlenmesi

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (taban kesme kuvveti), V denklem ASCE 7-05 (12.8-1) ile belirlenir.

$$V = C_s W \quad (12.8-1)$$

Yukarıdaki denklemde C_s sismik tepki katsayısı olarak tanımlanır ve hesabı kısım 1.2.1'de yapılmıştır. W = yapının deprem esnasındaki toplam ağırlığıdır. W ifadesinin hesabı ise kısım 4.1.2.2.3'te gösterilmiştir.

4.1.2.2.1 Sismik Tepki Katsayısının Hesabı

Sismik tepki katsayısının hesabı ASCE 7-05 (2) numaralı denklem ile ifade edilir.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (12.8-2)$$

Yukarıdaki denklemde R = deprem yükü azaltma katsayısı, I = yapı önem katsayısı, S_{DS} = Kısa süreli periyot için spektral tepki ivme katsayısıdır. Deprem yükü azaltma katsayısı ASCE 7-05 tablo 12.2-1'de (Minimum Design Loads for Building and Other Structures, 2005), yapı önem katsayısı ASCE 7-05 tablo 11.5.1'de (Minimum Design Loads for Building and Other Structures, 2005), kısa süreli periyotlar için spektral ivme katsayısı kısım 4.1.2.2.2'de hesaplanmıştır.

Bununla birlikte ASCE 7-05 (12.8-2) numaralı denklemde hesap edilen C_s değeri ASCE 7-05 (12.8-3), ASCE 7-05 (12.8-4), ASCE 7-05 (12.8-5) ve ASCE 7-05 (12.8-6) numaralı denklemlerle ifade edilen şartları sağlamak zorundadır.

$$C_s \leq \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)} \quad (T \leq T_L \text{ için}) \quad (12.8-3)$$

$$C_s \leq \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I}\right)} \quad (T \leq T_L \text{ için}) \quad (12.8-4)$$

$$C_s \geq 0.01 \quad (12.8-5)$$

$$C_s \geq \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} (S_1 \geq 0.6g \text{ için}) \quad (12.8-6)$$

Yukarıdaki denklemlerde $S_{D1} = 1$ saniye süreli periyot için spektral ivme katsayısı, $T_L =$ geçiş periyodu, $T =$ yapının doğal titreşim periyodu, $S_1 =$ gerçekleşmesi muhtemel en büyük deprem sırasında 1sn süreli periyotlarda oluşan spektral ivme katsayısıdır. S_1 ve S_{D1} ifadelerinin hesabı kısım 4.1.2.2.2’de gösterilmiştir. T_L ifadesi bölgelere göre düzenlenmiş ASCE7-05 şekil 22-15 – şekil 22-20 haritalardan yararlanarak, T ifadesi ise ASCE7-05 (12.8-7) numaralı denkleme göre hesaplanır.

$$T = C_t h_n^x \quad (12.8-7)$$

Yukarıdaki denklemden $h_n =$ yapının ft cinsinden yüksekliği C_t ve x ifadeleri ise ASCE7-05 tablo 12.8-5’e göre hesaplanan katsayılarıdır.

4.1.2.2.2 Spektral İvme Katsayılarının Hesabı

Bir saniye süreli periyot için spektral ivme katsayısı (S_{D1}) ve kısa süreli periyot için spektral ivme katsayısı (S_{DS}) sırasıyla ASCE 7-05 (11.4-4) ve ASCE 7-05 (11.4-3) numaralı denklemlerle hesaplanır. Bununla beraber S_{DS} değeri ASCE 7-05 tablo 11.6-1’e göre de belirlenir.

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (11.4-4)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (11.4-3)$$

Yukarıdaki formüllerde S_{M1} , gerçekleşmesi muhtemel en büyük deprem sırasında 1sn süreli periyotlarda oluşan spektral ivme katsayısı S_{MS} , gerçekleşmesi muhtemel en büyük deprem sırasında kısa süreli periyotlarda oluşan spektral ivme katsayısıdır. Bu değerlerin hesabı ASCE 7-05 (11.4-1) ve ASCE 7-05 (11.4-2) numaralı denklemlerle ifade edilir.

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (11.4-2)$$

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (11.4-1)$$

Yukarıdaki formüllerde F_a ve F_v ifadeleri yer katsayıları olarak tanımlanır ve sırasıyla ASCE 7-05 tablo 11.4-1 ve tablo 11.4-2’den faydalanarak bulunur. Gerçekleşmesi muhtemel en büyük deprem sırasında 1sn süreli periyotta oluşan spektral ivme katsayısı olarak tanımlanan S_1 ve gerçekleşmesi muhtemel en büyük deprem sırasında kısa süreli periyotta oluşan

spektral ivme katsayısı olarak tanımlanan S_s ifadeleri bölgelere göre düzenlenmiş ASCE 7–05 şekil 22–1 – şekil 22–14 haritalardan yararlanarak elde edilir.

4.1.2.2.3 Yapının deprem sırasındaki Ağırlığının (W) Hesabı

Yapının deprem sırasındaki ağırlığı (W) hesap edilirken yapı üzerine etki eden ölü yük ve aşağıda maddeler halinde sıralan diğer yükler dikkate alınmalıdır.

1. Depolama için kullanılan yapılarda çatı hareketli yükünün minimum %25'i W değerine eklenmelidir.
2. İçindeki bölümleri yeniden bölümlendirilen yapılar bölümlendirme için kullanılan panel vb gereçlerin ağırlığı kadar ya da $0,48 \text{ kN/m}^2$ kadar W değerine eklenmelidir.
3. Kalıcı ekipmanların işletme ağırlığı W değerine eklenmelidir.
4. Kar yükü $1,44 \text{ kN/m}^2$ 'yi aşan yapılarda kar yükünün en az 25'i W değerine eklenmelidir.

4.1.2.3 Katlara etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (taban kesme kuvveti) aşağıda gösterilen (4.1) numaralı denkleme göre katlara dağıtılır.

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{\text{Number of Storey}} w_i h_i^k} V \quad (4.1)$$

Yukarıdaki denkleme $F_x = x$. kata etki eden deprem kuvveti, $w_i, w_x = i$. ve x . katlara gelen yük, $h_i, h_x = i$. ve x . katların yükseklikleri, k = kat yüksekliği ayarlayan katsayıdır. Yapının doğal titreşim periyodunun (T)'nin $0,5\text{sn}$ 'den küçük olan yapılarda k ifadesi 1, Yapının doğal titreşim periyodunun (T)'nin $2,5\text{sn}$ 'den büyük olan yapılarda k ifadesi 2, T 'nin $0,5\text{sn}$ ve $2,5$ arasında olan yapılarda k ifadesi 1 ile 2 arasında doğrusal interpolasyon yapılarak bulunur. Buda (4.2) numaralı denkleme formüle edilir.

$$k = 1 + \frac{T - 0,5}{2} \quad (4.2)$$

4.1.2.4 Katlardaki Deprem Yüğü'nün Kolonların üzerindeki düğüm noktalarına Aktarılması

Katta deprem yükleri kolonlara aktarılırken etki eden yatay yüklerin yanı sıra burulma momenti dikkate alınır. Bu moment katın kütle merkezi ile rijitlik merkezi arasında eksantrikliğe, yatay kuvvet doğrultusuna dik doğrultudaki en büyük bina boyutunun %5'i eklenerek elde edilen mesafenin çarpımı ile bulunur. Kattaki her bir düğüm noktasına gelen x ve y doğrultularındaki T_x ve T_y kesme kuvvetleri (4.3) numaralı denklem ile hesaplanmaktadır. (Minimum Design Loads for Building and Other Structures, 2005)

$$\begin{aligned} T_x &= D_x \delta_x - \Delta y D_y \delta_0 \\ T_y &= D_y \delta_y - \Delta x D_x \delta_0 \end{aligned} \quad (4.3)$$

Yukarıdaki denklemde D_x ve D_y düğüm noktasına bağlı olan kolonun x ve y doğrultularındaki yatay rijitliği δ_x ve δ_y x ve y doğrultularındaki göreceli ötelenme, δ_0 göreceli dönme, Δx ve Δy düğüm noktasının rijitlik merkezine x ve y doğrultusundaki uzaklıklarıdır. Kolonun yatay rijitliği (4.4) numaralı denklemde δ_x ve δ_y ifadeleri (4.8) numaralı denklemde, δ_0 ifadesi ise (4.9) numaralı denklemde gösterilmiştir.

$$D_x = \alpha \frac{12i_c}{h^2} \quad (4.4)$$

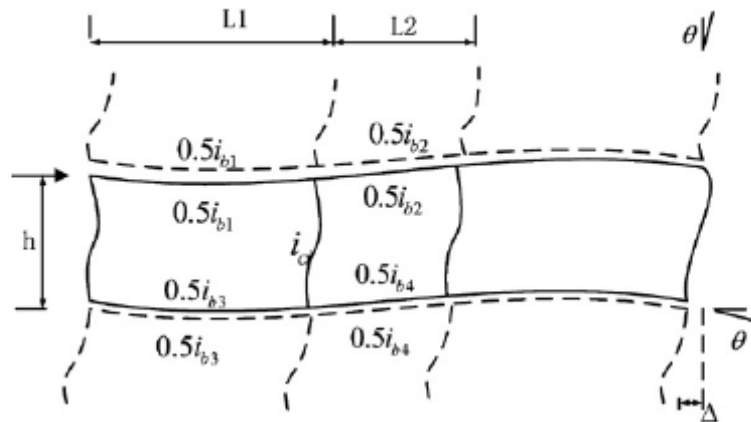
Burada,

$$\alpha = \frac{0,5 + \lambda}{2 + \lambda}, \quad \lambda = \frac{i_{b1} + i_{b2}}{i_c} \quad (\text{İlk kat için}) \quad (4.5)$$

$$\alpha = \frac{\lambda}{2 + \lambda}, \quad \lambda = \frac{i_{b1} + i_{b2} + i_{b3} + i_{b4}}{2i_c} \quad (\text{İlk kat için}) \quad (4.6)$$

$$i_c = \frac{EI_c}{h}, \quad i_{bn} = \frac{EI_{bn}}{L_n} \quad (4.7)$$

Yukarıdaki denklemlerde E, I_c, I_{bn}, L_n, h ifadeleri sırasıyla elastisite modülü, kolonun kuvvet doğrultusundaki atalet momenti, n numaralı kirişin atalet momenti, n numaralı kirişin uzunluğu ve kolonun yüksekliği olarak tanımlanırlar. bn ($n=1, 2, 3, 4$) alt indisleri şekil 4.1.2 de gösterildiği gibi kolonların kuvvet doğrultusunda bağlandığı kirişleri ifade etmektedir.



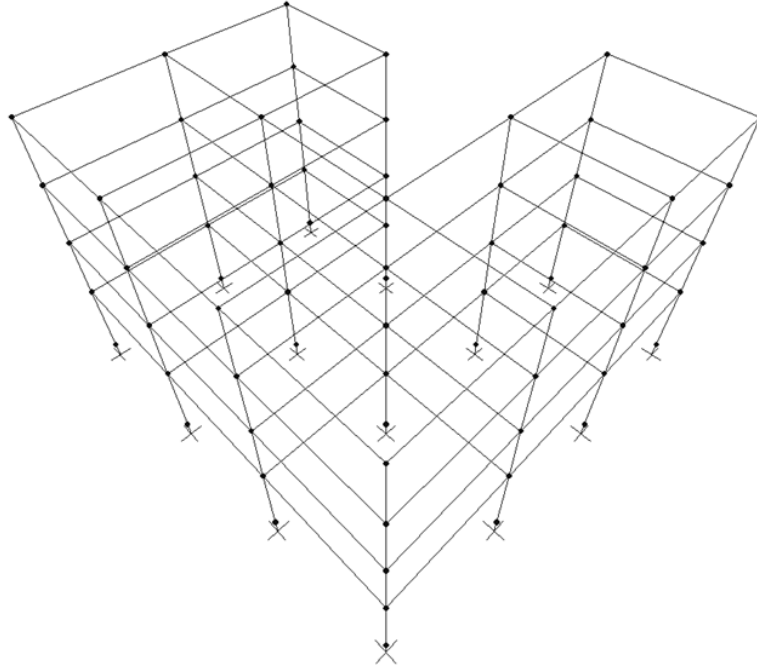
Şekil 4.2 Kolon ve kiriş bağlantıları

$$\delta_x = \frac{F_x}{\sum D_x}, \delta_y = \frac{F_y}{\sum D_y} \quad (4.8)$$

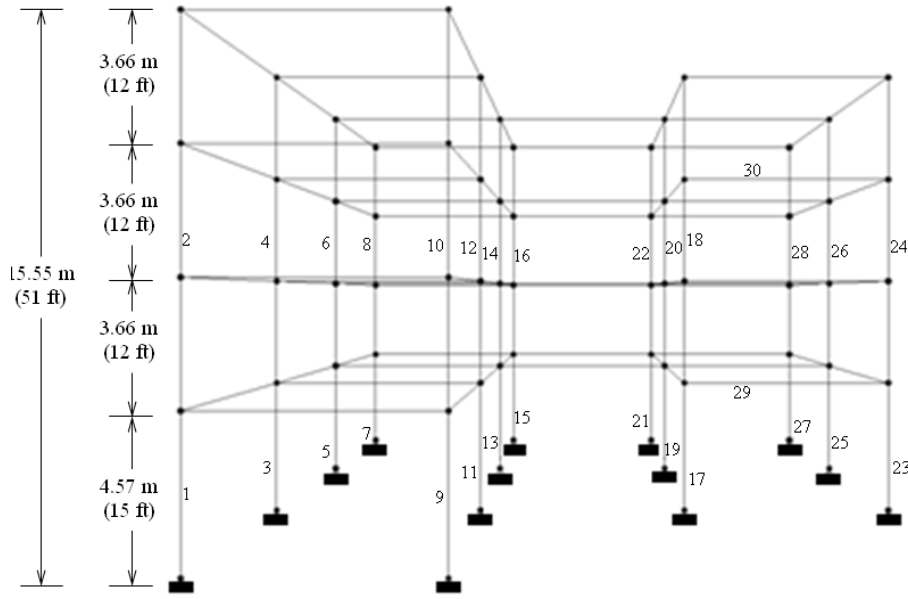
$$\delta_\theta = \frac{M}{\sum ((\Delta x)^2 D_y + (\Delta y)^2 D_x)} \quad (4.9)$$

Yukarıdaki denklemde F_x , F_y x ve y doğrultularında kata gelen toplam deprem yükü, M kata gelen burulma momenti olarak tanımlanırlar.

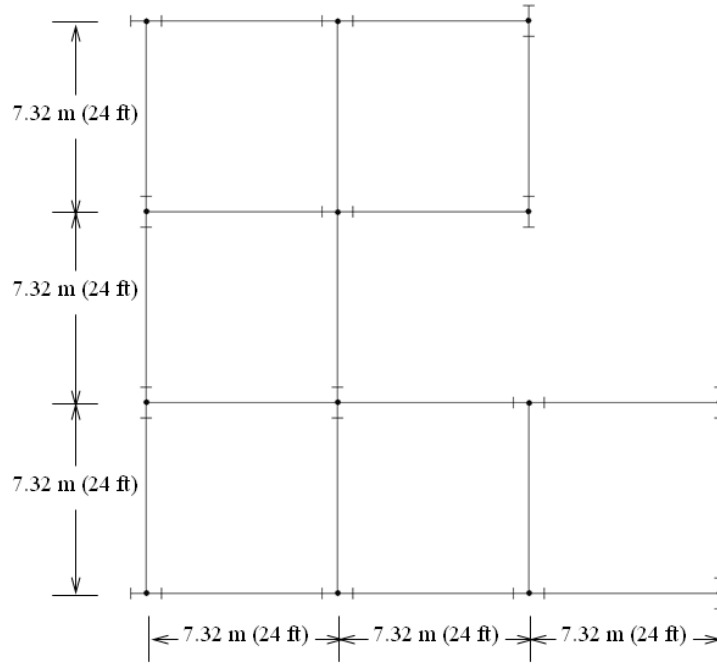
4.1.2.5 Örnek Problem



a) Üç boyutlu görünümü



b) Yan görünüm



c) Plan görünümü

Şekil 4.3 132 Elemanlı üç boyutlu çelik çerçeve a) Üç boyutlu görünümü, b) Yan görünüm, c) Plan görünümü

Şekil 4.3'te gösterilen 132 Elemanlı üç boyutlu çelik çerçeve 2.88 kN/m^2 'lik ölü yüke 5 kN/m^2 'lik hareketli yüke maruz kalmaktadır. ASCE 7-05 tablo 20.3-1'den yararlanarak zemin sınıfı D, ASCE 7-05 tablo 1-1'den yararlanarak bina sınıfı I olarak seçilmiştir. Kısım 1.2.3'te belirtilen kriterlere göre yapının kat ağırlıkları ölü yük ve hareketli yükün %25'i eklenerek hesaplanır. Kat ağırlıkları aşağıdaki tablo 4.3'te belirtilmiştir.

Kat	Kat Ağırlığı(kN)
1	1485,95
2	1454,05
3	1459,58
4	1459,58

Tablo 4.3 Kat ağırlıkları

Deprem yükü azaltma katsayısı (R) ASCE 7-05 tablo 12.2-1'den yararlanarak 3,5, yapı önem katsayısı (I) ASCE 7-05 tablo 11.5.1'den yararlanarak 1,0, geçiş periyodu (T_L) ASCE 7-05 şekil 22-15'den yararlanarak 6sn, S_1 ve S_s ifadeleri ASCE 7-05 şekil 22-5 ve şekil 22-6 yararlanarak sırasıyla 0,28 ve 0,75 F_a ve F_v ifadeleri ASCE 7-05 tablo 11.4-1 ve tablo 11.4-2 yararlanarak sırasıyla 1,2 ve 1,28 C_t ve x ifadeleri ASCE 7-05 tablo 12.8-2 yararlanarak sırasıyla 0,028 ve 0,8 olarak elde edilir. Bu ifadelerden yararlanarak S_{M1} , S_{MS} , S_{D1} , S_{DS} , T ve C_s ifadeleri aşağıdaki şekilde elde edilir.

$$S_{M1} = F_v S_1 \rightarrow 1,5 \cdot 0,28 = 0,42$$

$$S_{MS} = F_a S_s \rightarrow 1,1 \cdot 0,75 = 0,825$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \rightarrow \frac{2}{3} 0,42 = 0,28$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \rightarrow \frac{2}{3} 0,825 = 0,55$$

$$T = C_t h_n^x \rightarrow 0,028 \cdot (15,55 \cdot 3,281)^{0,8} = 0,651$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \rightarrow \frac{0,55}{\left(\frac{3,5}{1,0}\right)} = 0,1541$$

Hesaplanan C_s ifadesi $\frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$ ($T \leq T_L$ için) $\rightarrow \frac{0,28}{\left(0,651 \frac{3,5}{1,0}\right)} = 0,1230$ değerinden büyük

olduğu için C_s değeri 0,1230 olarak alınır. Buna göre binaya etkiyen taban kesme kuvveti,

$$V = C_s W \rightarrow 0,1230 \cdot 5859,16 = 720,43 \text{ kN}$$

olarak elde edilir. Elde edilen taban esme kuvveti (4.1.1) numaralı denklem ile katlara dağıtılır, Katlara aktarılmış yük Tablo 4.4'de gösterilmiştir.

Kat	F_x
1	93,28
2	171,82
3	256,12
4	341,87

Tablo 4.4 Katlara aktarılmış deprem yükleri

Her kattaki deprem yükleri hesaplandıktan sonra katlardaki düğüm noktalarına kısım 4.1.2.4’de belirtilen şekilde dağıtılır. Kuvvetlerin aktarılmış şekli Tablo 4.5, Tablo4.6, Tablo 4.7 ve Tablo 4.8’de gösterilmiştir.

Düğüm No:	1.Kat kN	Düğüm No:	2.Kat kN	Düğüm No:	3.Kat kN	Düğüm No:	4.Kat kN
43	25,74	29	29,96	15	29,43	1	32,05
44	32,34	30	49,93	16	49,05	2	53,42
45	12,05	31	21,16	17	16,26	3	17,71
46	5,53	32	11,99	18	20,71	4	21,75
47	57,68	33	54,22	19	50,17	5	52,69
48	8,12	34	15,95	20	18,33	6	19,25
49	4,44	35	10,37	21	14,25	7	14,17
50	6,38	36	15,89	22	17,39	8	17,3
51	45,33	37	43,95	23	47,35	9	47,1
52	5,36	38	11,92	24	12,86	10	12,79
53	14,1	39	16,46	25	16,46	11	14,95
54	43,47	40	34,72	26	37,13	12	33,72
55	38,79	41	34,33	27	36,02	13	32,71
56	3,81	42	9,77	28	7,95	14	7,22

Tablo 4.5 Deprem kuvvetinin X yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında x yönünde oluşan kuvvetler

Düğüm No:	1.Kat kN	Düğüm No:	2.Kat kN	Düğüm No:	3.Kat kN	Düğüm No:	4.Kat kN
43	-2,32	29	-3,29	15	-3,11	1	-3,57
44	0,62	30	0,53	16	0,3	2	0,88
45	19,47	31	6,7	17	5,83	3	8,39
46	-17,31	32	-9,8	18	-7,28	4	-8,36
47	0,59	33	0,62	19	0,31	5	0,92
48	16,24	34	6,61	20	5,76	6	8,29
49	-22,21	35	-10,04	21	-6,77	7	-7,77
50	2,89	36	1,47	22	0,81	8	2,41
51	2,91	37	3,84	23	2,57	9	3,7
52	21,93	38	12,02	24	10,73	10	14,76
53	-1,47	39	-2,43	25	-3,25	11	-3,73
54	0,5	40	0,46	26	0,18	12	0,54
55	1,95	41	2,88	27	3,39	13	4,88
56	11,05	42	10,36	28	11,06	14	15,22

Tablo 4.6 Deprem kuvvetinin X yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında z yönünde oluşan kuvvetler

Düğüm No:	1.Kat kN	Düğüm No:	2.Kat kN	Düğüm No:	3.Kat kN	Düğüm No:	4.Kat kN
43	-1,75	29	-2,67	15	-3,65	1	-4,27
44	-2,2	30	-4,45	16	-6,08	2	-7,12
45	-0,82	31	-1,89	17	-2,02	3	-2,36
46	-0,05	32	-0,23	18	-0,68	4	-0,41
47	-0,51	33	-1,04	19	-1,65	5	-1
48	-0,07	34	-0,31	20	-0,6	6	-0,36
49	0,42	35	0,89	21	1,39	7	2,28
50	0,6	36	1,37	22	1,7	8	2,78
51	4,3	37	3,78	23	4,62	9	7,57
52	0,51	38	1,02	24	1,25	10	2,06
53	4,55	39	4,3	25	4,94	11	7,23
54	14,03	40	9,06	26	11,15	12	16,3
55	12,52	41	8,96	27	10,82	13	15,82
56	1,23	42	2,55	28	2,39	14	3,49

Tablo 4.7 Deprem kuvvetinin Y yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında y yönünde oluşan kuvvetler

Düğüm No:	1.Kat kN	Düğüm No:	2.Kat kN	Düğüm No:	3.Kat kN	Düğüm No:	4.Kat kN
43	10,5	29	20,99	15	22,76	1	24,67
44	9,66	30	19,31	16	20,6	2	21,78
45	48,14	31	27,2	17	29,02	3	29,75
46	78,28	32	62,58	18	53,35	4	57,84
47	9,09	33	22,7	19	21,37	5	22,6
48	40,17	34	26,82	20	28,67	6	29,39
49	100,4	35	64,1	21	49,6	7	53,77
50	44,89	36	53,39	22	56,14	8	59,38
51	7,2	37	15,57	23	12,79	9	13,1
52	26,87	38	23,5	24	24,57	10	24,17
53	6,66	39	15,54	25	23,81	11	25,82
54	7,74	40	16,84	26	12,62	12	13,35
55	4,82	41	11,68	27	16,87	13	17,29
56	13,55	42	20,25	28	25,33	14	24,92

Tablo 4.8 Deprem kuvvetinin Y yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında x yönünde oluşan kuvvetler

4.2 ÇELİK ÇERÇEVELERİN TS-648 ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASI

4.2.1 ÇELİK ÇERÇEVE ELEMANLARININ TS-648 ŞARTNAMESİNE GÖRE TAHKİKİ

4.2.1.1 Çekmeye Çalışan Çubukların Tahkiki

Çekme emniyet gerilmesi ($\sigma_{\text{çem}}$) faydalı kesitte en fazla,

$$\sigma_{\text{çem}} \leq 0,6 \sigma_a \quad (4.10)$$

olmalıdır. Ayrıca bu değer çekme dayanımının yarısını aşmamalıdır. (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, 1980)

$$\sigma_{\text{çem}} \leq 0,5 \sigma_d \quad (4.11)$$

Yük durumuna göre bazen çekmeye ve bazen de basınca çalışan çubukları basınca göre de boyutlandırmak gerekir. Bu gibi çubuklarda narinlik oranı $\lambda \leq 250$ olmalıdır. Çubuğun narinlik oranının hesabı kısım 4.2.1.2 de gösterilmiştir.

4.2.1.2 Merkezi Basınca Çalışan Çubukların Tahkiki

Merkezi basınca çalışan geniş başlıklı I profillerinin tahkiki “burkulma sayıları metodu ile basınç gerilmesi tahkikine” göre yapılmaktadır. Bu tahkikte

$$\omega \cdot \frac{S}{F} \leq \sigma_{\text{çem}} \quad (4.12)$$

olmalıdır.

Burada;

S = Çubukta meydana gelebilen en büyük basınç kuvveti (kgf),

F = Çubuğun en kesit alanı (cm^2),

$\sigma_{\text{çem}}$ = İncelenen yüklemeye ve malzemeye göre çekme emniyet gerilmesi (kgf/cm^2),

ω = Çubuğun narinliği (λ) ile bağlantılı burulma katsayıdır ve aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$\omega = \frac{\sigma_{\text{çem}}}{\sigma_{\text{bem}}} \quad (4.13)$$

(4.13) numaralı formülde,

σ_{bem} = İncelenen yükleme ve malzemeye göre basınç emniyet gerilmesi (kgf/cm^2),

$\lambda =$, $\lambda_x = s_{kx} / i_x$ veya $\lambda_y = s_{ky} / i_y$ değerlerinin büyüğünü gösterir.

λ_x, λ_y = Çubuğun x ve y yönüne göre narinliği (narinlik oranı),

s_{kx}, s_{ky} = Çubuğun x-x ve y-y asal eksenlerine dik düzlemdeki burkulma boyları,

i_x, i_y = Çubuğun x-x ve y-y asal eksenlerine ait atalet yarıçaplarıdır.

σ_{bem} ifadesi çubuğun narinliğinin (λ) değerine göre hesaplanır. Çubuğun narinliği λ_p den az ise ($\lambda \leq \lambda_p$) basınç emniyet gerilmesi:

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] \sigma_a}{n} \quad (4.14)$$

çubuğun narinliği ($\lambda \leq \lambda_p$) ise basınç emniyet gerilmesi:

$$\sigma_{bem} = \frac{2}{5} \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (4.15)$$

formülleri kullanılarak hesap edilir (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, 1980).

Bu formüllerde;

n = Emniyet katsayısı $\geq 1,67$

$$\begin{aligned} n &= 1,67 & \lambda < 20 \\ n &= 1,5 + 1,2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0,2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 & 20 \leq \lambda \leq \lambda_p \\ n &= 2,5 & \lambda \geq \lambda_p \end{aligned} \quad (4.16)$$

E = Elastisite modülü (kgf/cm^2),

σ_a = Çeliğin akma sınırı (kgf/cm^2),

λ_p = Plastik narinlik sınırıdır. (kritik narinlik)

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}} \quad (4.17)$$

4.2.1.3 Yalnız Eğilmeye Çalışan Çubukların Tahkiki

Eksenel simetrisi olan çubukların, yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilecek gerilme, “yanal burkulma emniyet gerilmesi” hesaplanarak bulunur. Bu emniyet gerilmesi aşağıdaki formüllere göre hesaplanır.(Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, 1980)

$$\frac{s}{i_y} \leq \sqrt{\frac{300000000 C_b}{\sigma_a}} \quad \text{ise:} \quad \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a (s/i_y)^2}{900000000 C_b} \right] \sigma_a < 0,6\sigma_a \quad (4.18)$$

$$\frac{s}{i_y} \geq \sqrt{\frac{300000000 C_b}{\sigma_a}} \quad \text{ise:} \quad \sigma_B = \frac{100000000 C_b}{(s/i_y)^2} \quad (4.19)$$

Yukarıdaki formüllerde:

s = Kirişin basınç başlığında dönmeye ve yanal deplasmana karşı mesnetleri arasındaki mesafe (cm),

i_y = Basınç başlığı ve gövdenin basınç bölgesinin 1/3'ünün gövde eksenine göre atalet yarıçapı (cm),

F_b = Basınç başlığının en kesit alanı (cm²)

σ_a = Basınç başlığının akma gerilmesi (kgf/cm²),

C_b = Bir katsayıdır ve aşağıdaki formüle göre hesaplanır.

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \quad (4.20)$$

M_1 = Kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin küçüğü

M_2 = Kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin büyüğü

4.2.1.4 Eksenel Basınç Kuvveti Ve Eğilmeye Çalışan Çubukların Tahkiki

Eksenel veya eksantrik olarak etki eden basınç kuvveti ile beraber M_x ve/veya M_y eğilme momentlerine çalışan çubuklarda burkulma tahkiki ve burkulmasız bir gerilme tahkiki,

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex'}}\right) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \sigma_{by}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex'}}\right) \sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (4.21)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6\sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (4.22)$$

formülleri ile yapılır. (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, 1980) Eğer $\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0,15$ ise, yukarıdaki formüller yerine,

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (4.23)$$

formülü kullanılabilir. Yukarıdaki formüllerde x ve y gerilmenin veya ilgili katsayıların uygulandığı eksenini gösterir.

Yukarıdaki formüllerde:

σ_{bem} = Yalnızca basınç kuvveti etkisi altında müsaade edilecek gerilme, (bu değer hesaplanması ayrıntılı olarak 4.2.1.2 de gösterilmiştir.)

σ_B = Yalnızca eğilme momenti etkisi altında müsaade edilecek basınç eğilme gerilmesi (bu ifadenin hesaplanması ayrıntılı olarak 4.2.1.3 de gösterilmiştir.)

$$\sigma_{e'} = \frac{\pi^2 E}{(K s_b / i_b)^2} \frac{1}{2,5}$$

s_b = Destekler arası mesnetsiz mesafe,

i_b = Eğilmenin olduğu düzleme dik olan eksene göre atalet yarıçapı,

K = Eğilmenin olduğu eksene göre burkulma boyunu elde etmek için kullanılan katsayı,

σ_{eb} = Yalnız basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilme,

σ_b = Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesi,

C_m = Uç momentlerini y açıklık momentlerini ve yanal desteklemeyi göz önüne alan bir katsayı olup,

- Yanal deplasmanın mümkün olduğu çerçevelerde $C_m = 0,85$,
- Düğüm noktalarının ötelenmesine müsaade edilmeyen çerçevelerde ve üstünde eğilmeye maruz düzlemde yük olmayan çubuklarda,

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} \quad (4.24)$$

dir. (4.2-15) numaralı formülde M_1/M_2 çubuğun iki ucundaki eğilme momentlerinin küçüğünün büyüğüne oranı olup, iki yönlü eğilmede pozitif tek yönlü eğilmede ise negatiftir.

Düğüm noktaların ötelenmesine müsaade edilmeyen çerçevelerde ve üzerinde eğilmenin olduğu düzlemde yüke maruz olmayan çubuklarda C_m kesin hesap yöntemleriyle hesaplanır. C_m ,

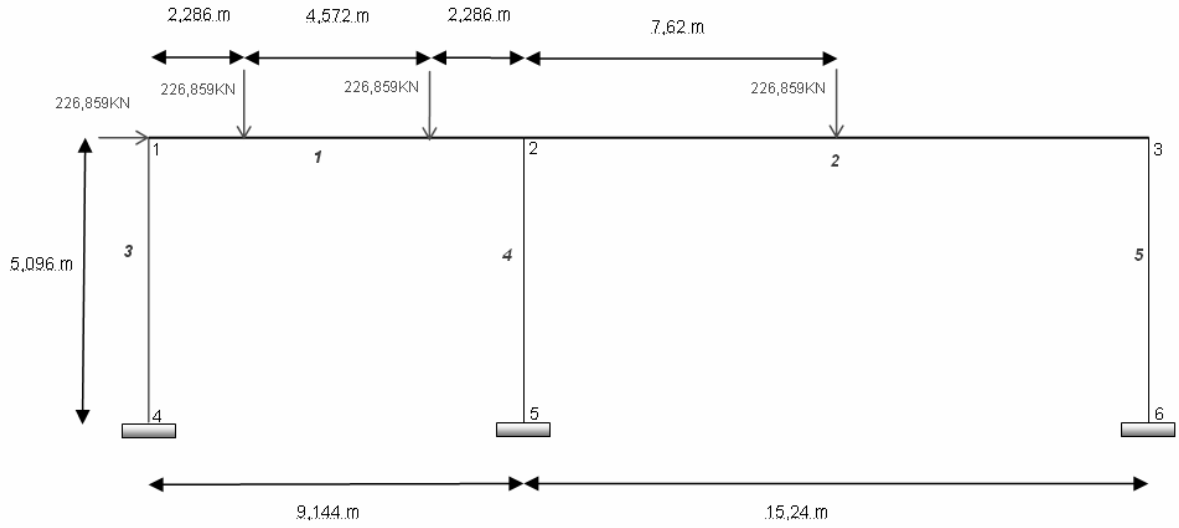
$$C_m = 1 - \Psi \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e} \quad (4.25)$$

formülü kullanılarak bulunabilir. Formülde:

$$\Psi = \frac{\pi^2 \delta_0 EI}{M_0} - 1 \quad (4.26)$$

δ_0 = Eğilme yükünden meydana gelecek maksimum deplasman,
 M_0 = Maksimum moment.

4.2.1.5 SAYISAL ÖRNEK



Şekil 4.4 Örnek problem, iki açıklıklı tek katlı çerçeve

Yukarıda gösterilen iki açıklıklı tek katlı iki boyutlu çerçeve yatay ve düşey kuvvetlere maruzdur. Çerçevenin kirişleri W410x132 profili, çerçevenin kolonları ise W360x101 profilinden oluşmaktadır. Yapı elemanlarının boyutları ve uygulanan kuvvetlerin büyüklükleri şekil 4.4'de gösterilmiştir. Yapılan analiz sonucun çerçeve elemanlarının uç kuvvetleri Tablo 4.9 de gösterilmiştir.

ÇUBUK UÇ KUVVETLERİ VE MOMENTLERİ							
BAŞ. NO.	SON NO.	FX(Kgf)	FY(Kgf)	FZ(Kgf)	MX(Kgf-cm)	MY(Kgf-cm)	MZ(Kgf-cm)
1	1	2,05E+04	1,59E+04	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-4,45E+04
1	2	-2,05E+04	3,04E+04	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-6,57E+06
2	1	1,22E+04	1,17E+04	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	4,23E+06
2	2	-1,22E+04	1,14E+04	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-3,97E+06
3	1	1,59E+04	2,68E+03	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	4,45E+04
3	2	-1,59E+04	-2,68E+03	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,59E+06
4	1	4,21E+04	8,24E+03	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,33E+06
4	2	-4,21E+04	-8,24E+03	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,69E+06
5	1	1,14E+04	1,22E+04	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	3,97E+06
5	2	-1,14E+04	-1,22E+04	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	3,47E+06

Tablo 4.9 Çubuk uç kuvvetleri ve momentleri

Tasarım:

Yapı üzerinde oluşan kuvvetler ve momentler hesaplandıktan sonra en kritik yapı elemanı olarak görünen 5 numaralı kolon elemanına atanan W360x101 kesitin TS-648 şartnamesine göre tahkiki ayrıntılı olarak aşağıda gösterilmiştir.

Yapı üzerinde oluşan kuvvetler ve momentler hesaplandıktan sonra en kritik yapı elemanı olarak görünen 5 numaralı kolon elemanına atanan W360x101 kesitin sağlayıp sağlamadığı kontrol edilecektir. W360x101 profilinin kesit ve malzeme özellikleri:

$$I_x = 3,02e4 \text{cm}^6 \quad I_y = 0,506e4 \text{cm}^6 \quad i_y = 6,26 \text{cm} \quad i_x = 15,3 \text{cm} \quad D = 35,7 \text{cm} \quad F = 129 \text{cm}^2$$

$$\sigma_a = 3600 \text{kgf/cm}^2 \quad E = 2,1e7 \text{kgf/cm}^2 \quad l = 609,6 \text{cm}$$

Kolon:5

5 numaralı kolon hem basınç hem de eğilmeye çalıştığı için kısım 1.4 e göre tahkiki yapılır. İlk olarak kolon elemanının burkulma boyu katsayısı hesaplanır. 5 numaralı kolon elemanları 3 ve 6 numaralı düğüm noktaları ile bağlıdır. Bu iki düğüm noktasının kolon kiriş eleman rijitlikleri oranı hesaplanır.

$$G_3 = \frac{\sum \frac{I_{xkolon}}{l_{xkolon}}}{\sum \frac{I_{xkiriş}}{l_{xkiriş}}} = \frac{3,02e4}{\frac{609,6}{5,38e4}} = 1,40335 \quad G_6 = 0 \text{ (Ankastre mesnet olduğu için)}$$

Hesaplanan bu iki değerden yararlanarak yatay ötelenmesi engellenmemiş durumuna göre $K_x = 1,374$ olarak elde edilir. K_y değeri y yönünde herhangi bir eleman bulunmadığı için otomatik olarak "1" alınmıştır.

σ_{bem} 'in hesaplanması:

Çubuğun x ve y eksenine burkulma boyları $s_{kx} = 1,374 \times 609,6 = 837,123$ cm, $s_{ky} = 1 \times 609,6 = 609,6$ cm olarak elde edilir. Elde edilen bu değerler ile çubuğun x ve y eksenine göre narinlik oranı hesaplanır. Elde edilen narinlik oranlarından büyüğü olan λ_y seçilir.

$$\lambda_x = s_{kx} / i_x = 837,123 / 15,3 = 54,7139 \quad \lambda_y = s_{ky} / i_y = 609,6 / 6,26 = 97,3802$$

$$\lambda = \lambda_y = 97,3802$$

Kesitin plastik narinlik sınırı,

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{2 \pi^2 \cdot 2,1e7}{3600}} = 107,306 \text{ olarak elde edilir. } \lambda < \lambda_p \text{ olduğu için } \sigma_{bem} \text{ değeri,}$$

(5) numaralı formül ile hesaplanır. n değeri,

$$n = 1,5 + 1,2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0,2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 = 1,5 + 1,2 \left(\frac{97,38}{107,3} \right) - 0,2 \left(\frac{97,38}{107,3} \right)^3 = 2,44 \text{ olarak,}$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] \sigma_a}{n} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{97,38}{107,3} \right)^2 \right] 3600}{2,44} = 867,803 \text{ kgf/cm}^2 \text{ olarak elde edilir.}$$

σ_B 'in hesaplanması:

Kirişin basınç başlığında dönmeye ve yanal deplasmana karşı mesnetleri arasındaki mesafe kirişin boyu olarak alınır ($s = 609,6$ cm). Basınç başlığı ve gövdenin basınç bölgesinin 1/3'ünün gövde eksenine göre atalet yarıçapı $i_y = 1,2 i_y = 7,512$ cm olarak bulunur. C_B katsayısı ise,

$$C_{bx} = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_{1x}}{M_{2x}} \right) + 0,3 \left(\frac{M_{1x}}{M_{2x}} \right)^2 = 1,75 + 1,05 \left(\frac{3404}{3894} \right) + 0,3 \left(\frac{3404}{3894} \right)^2 = 2,897 \text{ olduğu için } 2,3$$

olarak alınır. $\frac{s}{i_y} = 81,1502$ değeri $\sqrt{\frac{30000000 C_{bx}}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30000000 \cdot 2,3}{3600}} = 138,44$ değerinden küçük olduğu için σ_B değeri (9) numaralı formüle göre hesaplanır.

$$\sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \left(\frac{s}{i_y} \right)^2}{90000000 C_{bx}} \right] \sigma_a = \left[\frac{2}{3} - \frac{3600(81,15)^2}{90000000 C_b} \right] 3600 = 1987,7 \text{ kgf/cm}^2 \text{ olarak elde edilir.}$$

Y yönünde moment olmadığı için σ_{By} değerinin hesaplanmasına gerek yoktur.

Kolonda oluşan normal gerilme (σ_{eb}) ve eğilme gerilmeleri (σ_{bx}, σ_{by}) aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma_{eb} = \frac{F}{A} = \frac{1,140e4}{129} = 88,33 \text{ kgf/cm}^2,$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_{xmax}}{I_x} \frac{D}{2} = \frac{3,971e6}{3,02e4} \frac{35,7}{2} = 2347,1 \text{ kgf/cm}^2,$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_{ymax}}{I_y} \frac{B}{2} = 0 \text{ kgf/cm}^2$$

Yukarıdaki değerler hesaplandıktan sonra (4.221) ve (4.222) ve (4.223) numaralı formüllerden yararlanarak hem basınca hem de eğilemeye çalışan yapı elemanının kesit tahkiki yapılır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{88,33}{867,803} = 0,1018 < 0,15 \text{ olduğu için (4.23) numaralı formül geçerlidir.}$$

$$\sigma_{ex'} = \frac{\pi^2 E}{(K_x s_b / i_b)^2} \frac{1}{2,5} = \frac{\pi^2 2,1e7}{(1,374 \cdot 609,6 / 15,3)^2} = 27663$$

$$tahkik = \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} = \frac{88,33}{867,803} + \frac{2347,1}{1987,7} + 0 = 1,282$$

$tahkik = 1,282 > 1,0$ olduğu için kesit sağlamadı.

4.2.2 BİNALARIN DEPREM BÖLGELERİNDE YAPILACAK BİNALAR HAKKINDA YÖNETMELİĞİ (DBYBHY) EŞDEĞER DEPREM YÖNTEMİ İLE DEPREM YÜKÜNÜN BELİRLENMESİ

4.2.2.1 Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Kullanılması için Gerekli Kısıtlamalar

Bu yöntemin uygulanması için DBYBHY Tablo 2.6'da verilen kısıtlamalara uygun olması gerekmektedir. (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007) Tablo 2.6'da gösterilen yapılara ait açıklamalar DBYBHY Tablo 2.1'de belirtilmiştir.

4.2.2.2 Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yükü (taban kesme kuvveti), V_t DBYBHY denklem (2.4) ile belirlenir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0 IW \quad (2.4)$$

Bu denklemde V_t = yapının tümüne etkiyen toplam eşdeğer yükü, T_1 = yapının birinci doğal titreşim periyodu, $A(T_1)$ = birinci doğal titreşim periyodu (T_1) değeri için spektral ivme katsayısı, $R_a(T_1)$ = birinci doğal titreşim periyodu (T_1) değeri için deprem yükü azaltma katsayısı, A_0 = etkin yer ivmesi katsayısı, I = yapı önem katsayısı, W = yapının deprem esnasındaki toplam ağırlığıdır. Yapının birinci doğal titreşim periyodunun hesabı kısım 4.2.2.2.1 de yapılmıştır. $A(T_1)$ ifadesinin hesabı kısım 4.2.2.2.2'de $R_a(T_1)$ ifadesinin hesabı kısım 4.2.2.2.3'te, W ifadesinin hesabı ise kısım 4.2.2.2.4'te gösterilmiştir.

4.2.2.2.1 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin uygulanması durumunda, binanın deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu, DBYBHY denklem (2.11) ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacaktır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (2.11)$$

Yukarıdaki denklemde m_i = binanın i 'inci katının kütlesi ($m_i = w_i / g$), d_{fi} = binanın i 'inci katında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yer değiştirme, F_{fi} = i 'inci kata etkiyen fiktif yükü olarak tanımlanır ve DBYBHY denklem (2.9)'da ($V_t - \Delta F_N$) yerine herhangi bir değer (örneğin birim değer) konularak elde edilir göre hesaplanır.

$$F_i = (V_i - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{i=1}^N w_i H_i} \quad (2.9)$$

Yukarıdaki denklemde w_i değeri i numaralı katın yüksekliğini H_i değeri ise i numaralı katın yüksekliğini belirtmektedir. DBYBHY (2.11) numaralı denklem ile hesaplanan değerden bağımsız olarak, bodrum kat(lar) hariç kat sayısı $N > 13$ olan binalarda doğal periyot, $0.1 N$ 'den daha büyük alınmayacaktır.

4.2.2.2 Spektral İvme Katsayısının Hesabı

Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan Spektral İvme Katsayısı, $A(T)$, DBYBHY (2.1) numaralı denklem ile verilmiştir. %5 sönüm oranı için tanımlanan Elastik İvme Spektrumu'nun ordinatı olan Elastik Spektral İvme, $S_{ae}(T)$, Spektral İvme Katsayısı ile yerçekimi ivmesi g 'nin çarpımına karşı gelmektedir.

$$\begin{aligned} A(T) &= A_0 I S(T) \\ S_{ae}(T) &= A(T) g \end{aligned} \quad (2.1)$$

Yukarıdaki denklemde $S(T)$ elastik ivme spektrumu olarak tanımlanır. Elastik ivme spektrumu yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak DBYBHY (2.2) numaralı denklem ile hesaplanacaktır (Şekil 2.5).

4.2.2.3 Etkin Yer İvmesi Katsayısı

(2.4) ve (2.1) numaralı denklemlerde yer alan etkin Yer İvmesi Katsayısı, A_0 , DBYBHY Tablo 2.2'de tanımlanmıştır.

4.2.2.4 Bina Önem Katsayısı

(2.4) ve (2.1) numaralı denklemlerde yer alan etkin Yer İvmesi Katsayısı, I , DBYBHY Tablo 2.3'te tanımlanmıştır.

4.2.2.5 Spektrum Katsayısı

Denk.(2.1)'de yer alan Spektrum Katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak DBYBHY (2.2) numaralı denklem ile hesaplanır DBYBHY (Şekil 2.5).

$$\begin{aligned} S(T) &= 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} & (0 \leq T \leq T_A) \\ S(T) &= 2.5 & (T_A \leq T \leq T_B) \\ S(T) &= 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} & (T_B < T) \end{aligned} \quad (2.2)$$

Spektrum Karakteristik Periyotları T_A ve T_B , DBYBHY Tablo (6.2) ile tanımlanan Yerel Zemin Sınıfları'na bağlı olarak DBYBHY Tablo (2.4)'de verilmiştir.

4.2.2.5.1 Elastik Deprem Yüklerinin Azaltılması: Deprem Yükü Azaltma Katsayısının Hesabı

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak üzere, (1) de verilen spektral ivme katsayısına göre bulunan elastik deprem yükleri, aşağıda tanımlanan Deprem Yükü Azaltma Katsayısı'na bölünür. Deprem Yükü Azaltma Katsayısı, çeşitli taşıyıcı sistemler için DBYBHY Tablo 2.5'te tanımlanan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R 'ye ve doğal titreşim periyodu, T 'ye bağlı olarak DBYBHY (2.3) numaralı denklem ile belirlenir.

$$R(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.3)$$

$$R(T) = R \quad (T_A < T)$$

4.2.2.5.2 Yapının Deprem Esnasındaki Toplam Ağırlığının Hesabı

(2.4) numaralı denklemde yer alan ve binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, W , DBYBHY (2.5) numaralı denklem ile belirlenir.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (2.3)$$

Yukarıdaki denklemde w_i kat ağırlıkları olarak tanımlanır ve $w_i = g_i + n q_i$ denklemi ile hesaplanır. Denklemde yer alan n Hareketli Yük Katılım Katsayısı olarak tanımlanır ve değerleri DBYBHY Tablo 2.7'da verilmektedir. Endüstri binalarında sabit ekipman ağırlıkları için $n = 1$ alınacak, ancak vinç kaldırma yükleri kat ağırlıklarının hesabında göz önüne alınmaz. Deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılacak çatı katı ağırlığının hesabında kar yüklerinin %30'u göz önüne alınır.

4.2.2.6 Katlara etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Denklem (1) ile hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak $V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$ denklemi ile ifade edilir DBYBHY (Şekil 2.6a). Binanın N 'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N 'in değeri $\Delta F_N = 0.0075 N V_t$ denklemi ile belirlenir. Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N 'inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına DBYBHY denklem (2.9) ile dağıtılır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{i=1}^N w_i H_i} \quad (2.9)$$

Bodrum katlarında rijitliği üst katlara oranla çok büyük olan betonarme çevre perdelerinin bulunduğu ve bodrum kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, bodrum katlarına ve üstteki katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri, aşağıda belirtildiği üzere, ayrı ayrı hesaplanır. Bu yükler, üst ve alt katların birleşiminden oluşan taşıyıcı sisteme birlikte uygulanır.

4.2.2.7 Göz önüne Alınacak Yer değiştirme Bileşenleri ve Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yer değiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız yer değiştirme bileşenleri olarak göz önüne alınır. Her katta kısım 1.3'e göre belirlenen eşdeğer deprem yükleri, ek dışmerkezlik etkisi'nin hesaba katılabilmesi amacı ile göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanır (Şekil 4).

DBYBHY Tablo 2.1'de tanımlanan A2 türü düzensizliğin bulunduğu ve döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalışmadığı binalarda, döşemelerin yatay düzlemdeki şekil değiştirmelerinin göz önüne alınmasını sağlayacak yeterlikte bağımsız statik yer değiştirme bileşeni hesapta göz önüne alınır. Ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi için, her katta çeşitli noktalarda dağılı bulunan tekil kütlelere etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin her biri, deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılır (Şekil 5).

Binanın herhangi bir i 'inci katında Tablo 2.1'de tanımlanan A1 türü düzensizliğin bulunması durumunda, $1.2 \leq \eta_{bi} \leq 2.0$ olmak koşulu ile, bu katta uygulanan $\pm\%5$ ek dışmerkezlik, her iki deprem doğrultusu için DBYBHY denklem (2.10)'da verilen D_i katsayısı ile çarpılarak büyütülür.

$$D_i = \left(\frac{\eta_{bi}}{1.2} \right)^2 \quad (2.10)$$

4.2.2.8 Katlardaki Deprem Yükünün Kolonların üzerindeki düğüm noktalarna Aktarılması

Katlara etkiyen deprem yükü ASCE yük standardındakine benzer şekilde kolonlara aktarılır. Bu işlem daha önceki bölümlerde ayrıntılı şekilde gösterilmiştir.

4.2.2.9 Örnek Problem

Daha önce Türk Deprem Yönetmeliği için çözülen 132 Elemanlı üç boyutlu çelik çerçeve bu yönetmelik içinde örnek problem olarak seçilmiştir. Yapı aynı şekilde 2.88 kN/m^2 'lik ölü yüke ve 5 kN/m^2 'lik hareketli yüke maruz kalmaktadır. Yapının yeri 2. derece deprem bölgesi olarak seçilmiştir. Binanın zemin gurubu Z3(C sınıfı: orta sıkı kum çakıl) olarak belirlenmiştir. İlk olarak yapının kat ağırlıkları yukarıda belirtilen $w_i = g_i + n q_i$ denklemi ile hesaplanır. Her bir katın ağırlığı Tablo 4.10'da gösterilmiştir. Yukarıdaki formülde hareketli yük dağıtım katsayısı (n) 0,6 olarak alınmıştır.

Kat	Kat Ağırlığı(kN)
1	1566,2
2	1534,3
3	1539,8
4	1539,8

Tablo 4.10 Kat Ağırlıkları

Yapının kat ağırlıkları hesaplandıktan sonra (2.9) numaralı denklem ile yapının fiktif yükleri hesaplanır. Fiktif yüklerinin değerleri Tablo 4.11’de gösterilmiştir.

Kat	Fiktif Yük (F_{fi})(kN)
1	0,1153
2	0,2035
3	0,2951
4	0,3860

Tablo 4.11 Fiktif yükler

Hesaplanan bu fiktif yüklerle yapı analiz edilir. Yapının her bir katındaki maksimum yatay ötelenme her iki deprem yönü için tespit edilir. Tespit edilen bu değerler Tablo 4.12’de gösterilmiştir.

Kat	F_{fi} (kN)	X-Yönü	Y-Yönü
		d_{fi} (m)	d_{fi} (m)
1	0,115	7,62E-06	8,02E-06
2	0,203	1,44E-05	1,44E-05
3	0,295	2,00E-05	1,96E-05
4	0,386	2,33E-05	2,30E-05

Tablo 4.12 Fiktif yük sonucunda oluşan yatay ötelenmeler

Hesaplanan fiktif yükler ve maksimum ötelenmeler DBYBHY (2.11) numaralı denklemde yerlerine konularak yapının birinci doğal titreşim periyodu (T_1) aşağıdaki şekilde elde edilir,

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} = 2\pi \left(\frac{1,90e-7}{1,87e-5} \right)^{1/2} = 0,633 \quad \text{X yönü}$$

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} = 2\pi \left(\frac{1,863e-7}{1,853e-5} \right)^{1/2} = 0,630 \quad \text{Y yönü}$$

Binanın zemin gurubu Z3(C sınıfı: orta sıkı kum çakıl) olarak belirlenmişti bu zemin gurubuna göre yapının spektrum karakteristik periyotları (T_A ve T_B) sırası ile 0,15 ve 0,60 olarak belirlenir, Buna göre yapının spektrum katsayısı DBYBHY (2.2) numaralı denklem kullanılarak aşağıdaki şekilde elde edilir,

$$T_1 < T_B \Rightarrow S(T_1) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T_1} \right)^{0,8} = 2,5 \left(\frac{0,6}{0,633} \right)^{0,8} = 2,395 \quad \text{X yönü}$$

$$T_1 < T_B \Rightarrow S(T_1) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T_1} \right)^{0,8} = 2,5 \left(\frac{0,6}{0,630} \right)^{0,8} = 2,404 \quad \text{Z yönü}$$

Binanın süneklilik düzeyi normal olarak seçildiği için binanın taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) 5 olarak belirlenmiştir, Bu değerlerin yarımı ile DBYBHY (2.3) numaralı denklem kullanılarak deprem yükü azaltma katsayısı ($R(T_1)$) değeri hesaplanır,

$$T_1 > T_A \Rightarrow R(T_1) = R = 5 \quad \text{X yönü}$$

$$T_1 > T_A \Rightarrow R(T_1) = R = 5 \quad \text{Z yönü}$$

Etkin yer ivmesi katsayısı (A_0) 2, derece deprem bölgesi seçildiği için 0,30 alınmıştır, Bina önem katsayısı ise diğer binalar sınıfına girdiği için 1,0 olarak seçilmiştir, Bu değerler DBYBHY (2.1) numaralı denklemde yerlerine konularak spektral ivme katsayısı ($A(T_1)$) değeri hesaplanır,

$$A(T) = A_0 I S(T) \Rightarrow 0,30 \cdot 1,0 \cdot 2,30 = 0,718 \quad \text{X yönü}$$

$$A(T) = A_0 I S(T) \Rightarrow 0,30 \cdot 1,0 \cdot 2,404 = 0,721 \quad \text{Z yönü}$$

Yukarıdaki değerler elde edildikten sonra toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) (2.4) numaralı denklem yardımı ile elde edilir,

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} = \frac{6180 \cdot 0,718}{5} = 887,99 \geq 0,10 A_0 I W = 426,42 \quad \text{X yönü}$$

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} = \frac{6180 \cdot 0,721}{5} = 891,5 \geq 0,10 A_0 I W = 426,42 \quad \text{Z yönü}$$

Elde edilen toplam eşdeğer yükü (2.9) numaralı denklem ile katlara dağıtılır, Katlara aktarılmış yük tablo 4.13'te gösterilmiştir. $\Delta F_N = 26,75$ kN

Kat	X-Yönü	Z-Yönü
	F_i	F_i
1	347.35	102,86
2	272.03	181,46
3	270.55	263,10
4	282.73	370,83

Tablo 4.13 Katlara aktarılmış deprem yükleri

Her kattaki deprem yükleri hesaplandıktan sonra katlardaki düğüm noktalarına kısım 4.2.2.8’te belirtilen şekilde dağıtılır. Kuvvetlerin aktarılmış şekli Tablo 4.14, Tablo 4.15, Tablo 4.16 ve Tablo 4.17’de gösterilmiştir.

Düğüm No:	1.Kat kN	Düğüm No:	2.Kat kN	Düğüm No:	3.Kat kN	Düğüm No:	4.Kat kN
43	6,51	29	12,46	15	17,83	1	25,14
44	8,18	30	20,76	16	29,72	2	41,9
45	3,05	31	8,8	17	9,85	3	13,89
46	1,5	32	5,43	18	13,43	4	18,93
47	15,65	33	24,56	19	32,54	5	45,87
48	2,2	34	7,23	20	11,89	6	16,76
49	1,35	35	5,28	21	10,11	7	14,25
50	1,94	36	8,09	22	12,35	8	17,4
51	13,75	37	22,37	23	33,62	9	47,38
52	1,63	38	6,06	24	9,13	10	12,87
53	5,27	39	9,91	25	13,25	11	18,67
54	16,26	40	20,9	26	29,9	12	42,13
55	14,5	41	20,67	27	29,01	13	40,87
56	1,42	42	5,88	28	6,4	14	9,02

Tablo 4.14 Deprem kuvvetinin X yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında x yönünde oluşan kuvvetler

Düğüm No:	1.Kat kN	Düğüm No:	2.Kat kN	Düğüm No:	3.Kat kN	Düğüm No:	4.Kat kN
43	-0,64	29	-1,02	15	-1,46	1	-3,57
44	-0,09	30	-0,15	16	-0,21	2	0,88
45	2,48	31	1,12	17	1,63	3	8,39
46	-4,77	32	-3,06	18	-3,42	4	-8,36
47	-0,09	33	-0,17	19	-0,22	5	0,92
48	2,07	34	1,11	20	1,61	6	8,29
49	-6,11	35	-3,13	21	-3,18	7	-7,77
50	-0,43	36	-0,41	22	-0,58	8	2,41
51	0,37	37	0,64	23	0,72	9	3,7
52	3,37	38	2,36	24	3,44	10	14,76
53	-0,41	39	-0,76	25	-1,53	11	-3,73
54	-0,07	40	-0,13	26	-0,13	12	0,54
55	0,25	41	0,48	27	0,95	13	4,88
56	1,7	42	2,04	28	3,55	14	15,22

Tablo 4.15 Deprem kuvvetinin X yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında y yönünde oluşan kuvvetler

Düğüm No:	1.Kat kN	Düğüm No:	2.Kat kN	Düğüm No:	3.Kat kN	Düğüm No:	4.Kat kN
43	0,73	29	1,46	15	-2,05	1	-2,84
44	0,92	30	2,44	16	-3,42	2	-4,74
45	0,34	31	1,03	17	-1,13	3	-1,57
46	0,08	32	0,28	18	-0,68	4	-0,94
47	0,83	33	1,27	19	-1,65	5	-2,28
48	0,12	34	0,37	20	-0,6	6	-0,83
49	-0,04	35	-0,15	21	0,29	7	0,4
50	-0,06	36	-0,23	22	0,35	8	0,48
51	-0,45	37	-0,64	23	0,95	9	1,32
52	-0,05	38	-0,17	24	0,26	10	0,36
53	-0,9	39	-1,29	25	1,69	11	2,34
54	-2,76	40	-2,72	26	3,8	12	5,27
55	-2,46	41	-2,69	27	3,69	13	5,11
56	-0,24	42	-0,76	28	0,81	14	1,13

Tablo 4.16 Deprem kuvvetinin Y yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında y yönünde oluşan kuvvetler

Düğüm No:	1.Kat kN	Düğüm No:	2.Kat kN	Düğüm No:	3.Kat kN	Düğüm No:	4.Kat kN
43	2,15	29	7,88	15	14,43	1	20,31
44	2,38	30	8,55	16	13,48	2	19
45	14,28	31	14,22	17	19,74	3	27,86
46	16,01	32	23,5	18	33,82	4	47,61
47	2,24	33	10,05	19	13,99	5	19,71
48	11,91	34	14,03	20	19,5	6	27,52
49	20,54	35	24,07	21	31,44	7	44,27
50	11,07	36	23,65	22	36,75	8	51,8
51	2,13	37	8,14	23	8,7	9	12,27
52	9,6	38	14,57	24	17,51	10	24,74
53	1,36	39	5,84	25	15,1	11	21,25
54	1,91	40	7,46	26	8,26	12	11,64
55	1,43	41	6,11	27	11,47	13	16,19
56	4,84	42	12,56	28	18,05	14	25,51

Tablo 4.17 Deprem kuvvetinin Y yönünde etkimesi sonucunda düğüm noktalarında x yönünde oluşan kuvvetler

4.3 ÇELİK ÇERÇEVELERİN KARINCA KOLONİSİ OPTİMİZASYONU YÖNTEMİ İLE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASI

Bu bölümde önce çelik çerçevelerin yukarıda adımları açıklanan her iki şartname tarafından uygulanan tahkikleri göz önüne alan bir optimum boyutlandırma probleminin formülasyonu açıklanmış ve daha sonra bu problemin çözümünü karınca kolonisi optimizasyonu yöntemi ile elde edilmesinin adımları verilmiştir.

4.3.1 MATEMATİK MODEL

Çerçeve sistemlerin optimizasyonu problemi, kısaca çerçevenin tanımlanan tüm sınırlayıcıları sağlayacak şekilde minimum ağırlığa sahip tasarımın bulunması şeklinde tanımlanır. Çerçevelerin optimizasyonu probleminde amaç fonksiyonu yapının minimum ağırlığıdır. Bu fonksiyon (4.27) formülü ile gösterilir.

$$W_{\min} = \sum_{i=1}^{N_e} \gamma_i L_i A_i \quad (4.27)$$

Yukarıdaki formülde W = yapının ağırlığı, N_e = yapıdaki toplam eleman sayısı, L_i = her bir yapı elemanının uzunluğu, A_i = yapı elemanına atanan kesitin alanı olarak ifade edilirler.

Çerçevelerin optimizasyonu problemin sınırlayıcıları LRFD-AISC gibi tasarım şartnamelerinden elde edilir. Probleminin sınırlayıcılarını üç kısımda incelemek mümkündür. Bunlar:

1. **Dayanım Sınırlayıcısı:** Bu sınırlayıcı LRFD-AISC tasarım şartnamesinde eksensel yük ve eğilmeye maruz kalan yapı elemanları için geliştirilen formüle göre tanımlanır. Bu sınırlayıcı aşağıda gösterilen LRFD-AISC (H1-1a) ve (H1-1b) numaraları formüllerle ifade edilir. Bu formüllerin ayrıntılı hesabi daha önceki dönem raporlarında gösterilmiştir.

$$\left(\frac{P_u}{\phi P_n} \right)_{il} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right)_{il} - 1.0 \leq 0 \quad \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \text{ için} \quad (H1-1a)$$

$$\left(\frac{P_u}{2\phi P_n} \right)_{il} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right)_{il} - 1.0 \leq 0 \quad \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \text{ için} \quad (H1-1b)$$

2. **Deplasman sınırlayıcısı:** Deplasman sınırlayıcısı eğilmeye çalışan yapı elemanında oluşan maksimum deplasman değerinin şartnameler tarafından tanımlanan sınır

deplasman değerinden küçük olması olarak tanımlanır. Bu ifade formül (4.28) de gösterilmiştir.

$$\frac{\delta_{jl}}{\delta_j^u} - 1 \leq 0 \quad j = 1, \dots, n_m \quad l = 1, \dots, n_{lc} \quad (4.28)$$

Yukarıdaki formülde $\delta_j^u =$ eleman uzunluğu/360 değerine eşit olan sınır deplasman değeri; $\delta_{jl} = l.$ yük koşulunda j numaralı elemanında oluşan maksimum deplasman değeri; $n_m =$ toplam eleman sayısı; ve $n_{lc} =$ toplam yük koşuludur.

3. **Ötelenme (drift) sınırlayıcıları:** Öteleme sınırlayıcılarını iki kısma ayırmak mümkündür. Bunlar en üst kattaki ötelenme ve katlar arası ötelenmedir. En üst kattaki ötelenme formül (4.29)'de, katlar arası ötelenme ise formül (4.30)'de gösterilmiştir.

$$\frac{(\Delta_{top})_{jl}}{H/300} - 1 \leq 0 \quad j = 1, \dots, n_{jtop} \quad l = 1, \dots, n_{lc} \quad (4.29)$$

(4.29) numaralı formülde $H =$ yapının yüksekliği; $(\Delta_{top})_{jl} = l.$ yük koşulunda j numaralı düğüm noktasında oluşan ötelenme değeri; $n_{jtop} =$ en üst kattaki toplam düğüm noktası sayısı; ve $n_{lc} =$ toplam yük koşuludur.

$$\frac{(\Delta_{oh})_{jl}}{h_{sx}/300} - 1 \leq 0 \quad j = 1, \dots, n_{st} \quad l = 1, \dots, n_{lc} \quad (4.30)$$

(4.30) numaralı formülde $h_{sx} =$ katın yüksekliği; $(\Delta_{oh})_{jl} = l.$ yük koşulunda j numaralı katın düğüm noktasında oluşan ötelenme değeri; $n_{jst} =$ toplam düğüm kat sayısı; ve $n_{lc} =$ toplam yük koşuludur.

Yukarıda belirtilen formüller kullanılarak elde edilen değerler toplanır. Bu değerlerin toplamı 0'a eşit veya 0'dan küçük ise sınırlayıcıları sağlamıştır ve global güncelleme hesabında yapının ağırlığı aynen alınır. Değerlerin toplamı 0'dan büyük ise yapının ağırlığı penaltı fonksiyonu kullanılarak artırılır ve global güncelleme hesabında artırılmış ağırlık kullanılır.

4.3.2 KARINCA KOLONİSİ OPTİMİZASYONU ALGORİTMASI

Algoritmanın ilk aşamasında Gezgin Satıcı probleminde olduğu gibi başlangıç premon miktarı hesaplanır. Çerçeve tasarımı probleminde başlangıç premon miktarının hesabi aşağıdaki formülle gösterilir.

$$\tau_0 = \frac{1}{W_{\min}} \quad (4.31)$$

Yukarıdaki formülde W_{\min} değeri, herhangi bir sınırlayıcı şartlarını sağlayıp sağlamadığına bakılmaksızın çerçevenin olabileceği en düşük ağırlığı olarak tanımlanır. Bu değer de (4.27) numaralı formülde A_i değerinin en küçük profile ait kesit alanı olması ile gerçekleşir.

Başlangıç parametreleri ve başlangıç premon miktarını belirledikten karıncaların hangi turda hangi gurupları seçecekleri belirlenir ve karıncalar başlangıç gurupları için profil seçmeye başlarlar. Gezgin satıcı probleminde olduğu gibi karıncalar en uygun olasılığa sahip profili seçerler. Profillerin olasılıklarının hesabı formül (4.32)'de verilmiştir.

$$P_{ij}(t) = \frac{[\tau_{ij}(t)] \cdot [v_{ij}]^\beta}{\sum_{j \in allowed} [\tau_{ij}(t)] \cdot [v_{ij}]^\beta} \quad (4.32)$$

Yukarıdaki formülde $t =$ zaman ya da döngü sayısı; $\tau_{ij}(t) = t$ zamanındaki i numaralı grubun, j numaralı profiline ait premon miktarı; $v_{ij} = t$ zamanındaki i numaralı grubun, j numaralı profiline ait görünürlük değeri; $NofSec =$ toplam profil sayısı; $\beta =$ görünürlük değerinin önemini ayarlayan ve değeri 0 ile 1 arasında değişen katsayısıdır.

Karıncalar her seçim yaptıktan sonra seçim yaptığı profil için yerel güncelleme kuralı uygulanır ve (4.33) formülüne göre premon miktarında azaltma yapılır.

$$\tau_{ij}(t) = \xi \tau_{ij}(t) \quad (4.33)$$

(4.33) numaralı formülde ξ değeri 0 ile 1 arasında değişen yerel güncelleme katsayısı olarak tanımlanır. Tüm karıncalar kendi gurupları için profil seçtiği zaman bir tur tamamlanmış olur. Karıncalar bir sonraki gurupları için yukarıdaki işlemler uygulayarak profil seçimlerini yaparlar. Bu şekilde tüm karıncalar tüm guruplar için seçimlerini tamamladıkları zaman yöntemde bir döngü tamamlanmış olur. Döngü sonunda toplam karınca sayısı kadar tasarım elde edilir. Karınca sayısı kadar tasarım analiz edilerek yukarıda belirtilen sınırlayıcıları sağlayıp sağlamadığı tespit edilir. Sınırlayıcıları sağlayan tasarımların ağırlıkları aynen yani ceza değeri 0 alınırken sağlamayan tasarımlar ise aşağıda verilen penaltı fonksiyonu ile ağırlıkları arttırılır.

$$F_i = W_i (1 + C_i)^\alpha \quad (4.34)$$

Yukarıdaki formülde $W_i = i$ numaralı tasarımının sınırlayıcılar dikkate alınmadan hesaplanan ağırlığı; $F_i = i$ numaralı tasarımının penaltı fonksiyonu ile arttırılmış (cezalandırılmış)

ağırlığı; α = penaltı katsayısı; $C_i = i$ numaralı tasarımının sınırlayıcılarından elde edilen toplam ceza değeridir. C_i ifadesinin açılımı formül (4.35) de gösterilmiştir.

$$C = \sum_{i=1}^{NM} C_i^{\sigma} + \sum_{i=1}^{NM} C_i^d + \sum_{i=1}^{NS} C_i^D \quad (4.35)$$

(4.35) numaralı formülde NM = toplam eleman sayısı; NS = kat sayısı, C_i^{σ} = dayanım sınırlayıcılarından elde edilen toplam ceza değeri; C_i^d = deplasman sınırlayıcısından elde edilen toplam ceza değeri; C_i^D = öteleme sınırlayıcılarından elde edilen toplam ceza değeridir.

Tüm tasarımların cezalandırılmış ağırlıkları hesaplandıktan sonra global güncelleme kuralı uygulanır. Gezgin satıcı probleminde global güncelleme kuralı olarak Karınca Sistemi (Ant System) kullanılmaktaydı. Çerçeve tasarımı probleminde ise çoğunlukla Rütbeli Karınca sistemi (Ranked Ant System) yöntemi kullanılır. Bilindiği gibi Karınca sistemi yönteminde tüm karıncalar global güncelleme kuralında kullanılır. Rütbeli Karınca sistemi yönteminde ise belli bir sayıda Rütbeli karıncalar bir başka deyişle penaltı fonksiyonu uygulandıktan sonra en iyi tasarıma sahip karıncalar global güncelleme kuralında kullanılır. Rütbeli Karınca Sistemi yöntemi aşağıdaki şekilde ifade edilir.

Rütbeli Karınca Sistemi Yöntemi: Cezalandırılmış ağırlıkları hesaplanan tüm karıncaların ağırlıkları küçükten büyüğe doğru sıralanır. En düşük ağırlığa sahip tasarım kullanılarak formül (4.36)'a göre $\Delta\tau_{ij}^+$ değeri elde edilir.

$$\Delta\tau_{ij}^+(t) = \frac{1}{L^+(t)} \quad (4.36)$$

Yukarıdaki formülde $\Delta\tau_{ij}^+(t) = t$ zamanında en düşük ağırlığa sahip tasarımdan elde edilen premon artış miktarı; $L^+(t) = t$ zamanında en düşük ağırlıktır.

Diğer rütbeli karıncalardan elde edilen premon artış miktarı formül (4.37)'e göre hesaplanır.

$$\Delta\tau_{ij}^{\mu}(t) = (\lambda - \mu) \frac{1}{W^{\mu}} \quad (4.37)$$

(4.37) numaralı formülde λ = rütbeli (elit) karınca sayısı; μ = değeri 0 ile λ arasında değişen rütbeli karıncanın derecesi; $W^{\mu} = \mu$ dereceli rütbeli karıncaya ait tasarımın cezalandırılmış ağırlığıdır.

λ kadar rütbeli karıncaların tasarımlarından elde edilen premon artış miktarı formül (4.38) de toplanarak formül (4.39)'a göre global güncelleme yapılır.

$$\Delta\tau_{ij}^r(t) = \sum_{\mu=1}^{\lambda} \Delta\tau_{ij}^{\mu}(t) \quad (4.38)$$

$$\tau_{ij}(t+n) = (1-\rho) \cdot \tau_{ij}(t) + \rho [\lambda \cdot \Delta \tau_{ij}^+(t) + \Delta \tau_{ij}^r(t)] \quad (4.39)$$

(4.39) numaralı formülde ρ değeri global güncelleme katsayısı olarak tanımlanır ve genelde değeri 0,4 ile 0,5 arasında değişir.

Global güncelleme yapıldıktan sonra döngü tamamlanmış olur. Karıncaların hangi turda hangi gurupları seçecekleri belirlenerek yeni döngü başlar. Bu şekilde durdurma ölçütlerinden biri sağlanıncaya kadar döngüler devam eder. Tüm döngüler boyunca elde edilen en düşük ağırlığa sahip ve sınırlayıcıları sağlayan tasarım optimum tasarım olarak adlandırılır.

4.3.3 KARINCA KOLONİSİ OPTİMİZASYONU YÖNTEMİNDEKİ PARAMETRELERİN SEÇİMİ

Çerçevelerin optimum tasarımı probleminde karınca kolonisi optimizasyonu Yöntemi'nin parametreleri çerçeveden çerçeveye değişiklik arz etse de genelleme yapmak mümkündür. Bu parametreler sırasıyla incelenmek istenirse,

Yerel Güncelleme Katsayısı: Yerel güncelleme katsayısı değeri 0 ile 1 arasında değiştiği daha önce söylenmişti. Bu değer 1'e yakın olduğu zaman çözümde çok çabuk yakınsama olur ve örnekte tıkanma meydana gelir. 0'a yakın zaman olduğu zaman ise yakınsama gerçekleşmez ve çözümde optimum noktaya göre yönelmez. Yapılan çalışmalar sonucunda Yerel güncelleme katsayısı başlangıçta 1'e yakın seçilip ileri döngülerde değerin 0,5-0,4'e kadar düşürüldüğü zaman iyi sonuçlar elde edildiği görülmüştür.

Penaltı Fonksiyonu: Penaltı fonksiyonu Camp(CAMP C. V., ve diğerleri, 2005)'in makalesinde de ifade edilen formül (4.3.17)'deki gibi alınmıştır. Penaltı katsayısı (α değeri) ise 2 seçildiği zaman çalışmalarda başarılı sonuçlar elde edildiği görülmüştür. Bununla birlikte penaltı katsayısı (α değeri) değişken alınmış, bazı örneklerde iyi sonuçlar elde edilmesine karşın özellikle büyük çerçevelerde başarılı sonuçlar elde edilemediği gözlenmiştir.

Global güncelleme Kuralı: Global güncelleme kuralında Rütbeli karınca sistemi kullanıldığı zaman başarılı sonuçlar elde edilmiştir. Örneklerde de global güncelleme katsayısı 0,5 olarak seçilmiştir.

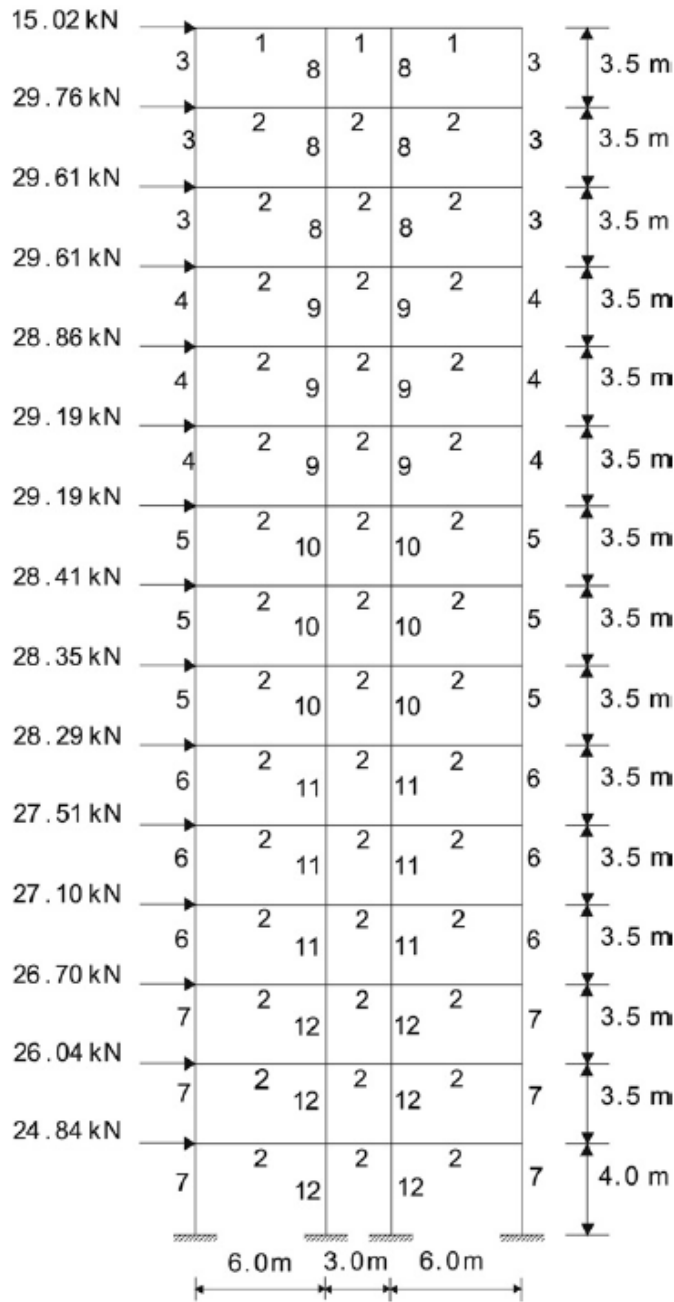
Rütbeli(Elit) Karınca Sayısı: Yapılan çeşitli testler sonucunda elit karınca sayısı toplam karınca sayısının %10 ile %15 arasında olacak şekilde seçildiği zaman daha iyi sonuçlar elde edildiği görülmüştür.

Karınca kolonisi optimizasyonun metodundaki parametre değerleri bu şekilde belirlendikten sonra yöntem iki ve üç boyutlu çerçeve örnekleri üzerinde uygulanmıştır.

4.4 SAYISAL ÖRNEKLER

Bu çalışmada geliştirilen ant kolonisi optimizasyonu yöntemi ile üç değişik çerçevenin LRFD-AISC ve TS 648 şartnamelerine göre optimum boyutlandırılmaları yapılmıştır. Birinci örnek literatürde bulunan (SAKA M.P., 2007) ve daha önce başka optimum boyutlandırma yöntemleri ile optimum tasarımı yapılmış olan üç açıklıklı onbeş katlı düzlem çelik çerçeve olarak seçilmiştir. İkinci, üçüncü ve dördüncü örnekler de ise sırasıyla 132çubuklu, 168 çubuklu ve 568 çubuklu üç boyutlu çelik çerçevelerdir.

4.4.1 Üç Açıklıklı Onbeş Katlı Çerçeve

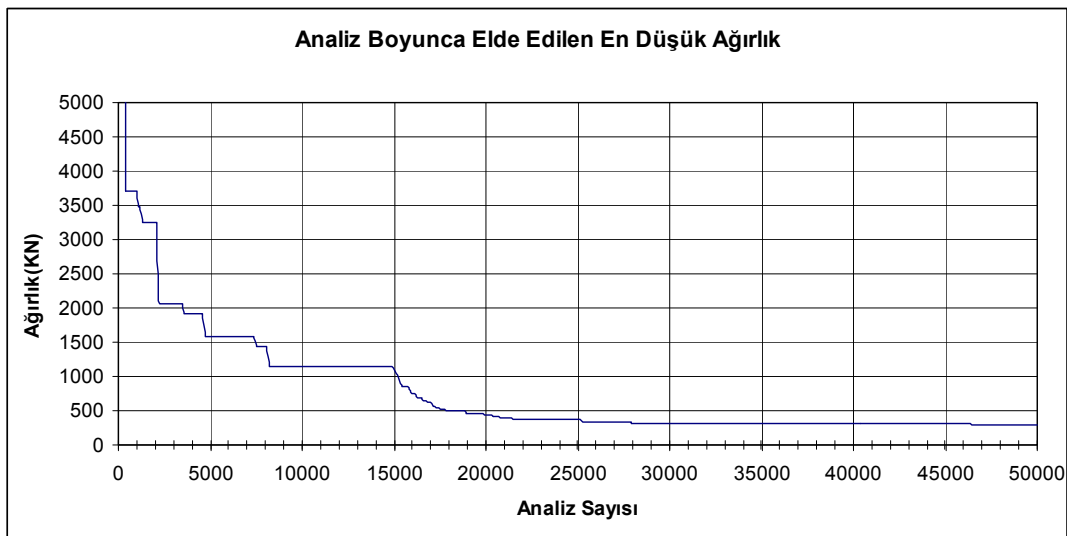


Şekil 4.5 Üç açıklıklı onbeş katlı iki boyutlu çerçeve

İlk örnek olarak şekil 4.5 de gösterilen üç açıklıklı, onbeş katlı iki boyutlu çerçeve seçilmiştir. Boyutları, grup numaraları ve yatay yükleri şekil üzerinde gösterilen çerçevenin en üst katı 12,4 kN/m diğer katları ise 27kN/m düzgün yayılı düşey yüke maruz kalmaktadır. İki kiriş grubu ve on kolon grubu olmak üzere toplam 12 gruptan oluşan, 105 elemanlı çerçevenin önceki bölümlerde açıklanan LRFD-AISC sınırlayıcıları altında karınca kolonisi optimizasyonu yöntemine göre optimum tasarımı yapılmıştır. Karınca kolonisi optimizasyonu yönteminde Karınca sayısı=100, Döngü sayısı=500, Global güncelleme katsayısı=0,5, Yerel güncelleme katsayısı=0.66, Rütbeli karınca sayısı=10 , $\beta = 0,35$ parametreleri seçilmiştir.

Grup Numarası	Eleman Tipi	Metal Tavlama Benzeşimi	Genetik Algoritma	Karınca Kolonisi
		LRFD	LRFD	LRFD
1	Kiriş	W530x74	W460x74	W310x21
2	Kiriş	W530x85	W530x101	W530x66
3	Kolon	W250x80	W200x71	W310x38.7
4	Kolon	W250X49.1	W310x79	W360x39
5	Kolon	W310X79	W310x107	W530x66
6	Kolon	W410X100	W360x162	W530x85
7	Kolon	W610x155	W530x196	W530x101
8	Kolon	W250x49.1	W250x28.4	W250x28.4
9	Kolon	W360x72	W250.89	W430x60
10	Kolon	W360x91	W310x107	W610x82
11	Kolon	W360x147	W360x179	W760x134
12	Kolon	W360x148	W360x216	W760x134
En Düşük Ağırlık kN (Kg)		385,03 (39262)	401,38 (40929)	299,20 (30510)
En üst Kat Ötelenmesi(cm)		15,4	12,59	15,232
Katlar Arası Maksimum Ötelenme (cm)		1.17	1.12	1,17
Maksimum Dayanım Sınırlayıcısı Oranı		0,91	0,95	0,985
Toplam Analiz Sayısı		15500	25000	50000

Tablo 4.18 Üç açıklıklı 15 katlı iki boyutlu çerçeve en iyi tasarımlar



Şekil 4.6 Üç açıklıklı 15 katlı iki boyutlu çerçeve arama geçmişi

Yapılan çalışmalar sonucunda karınca kolonisi optimizasyonu yöntemi ile elde edilen en düşük ağırlık 299,2 kN (30510 Kg)' dur. Yapılan iterasyonlarda yapı ağırlığının değişimi şekil 4.6 da gösterilmiştir. Karınca kolonisi ile elde edilen optimum boyutlandırma değerlerinin literatürden (SAKA M.P., 2007) alınan diğer optimum sonuçlarla karşılaştırılması tablo 4.18 de verilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre karınca kolonisi yöntemi ile genetik algoritmaya göre %25 ve metal tavlama yöntemine göre de %22 daha hafif çerçeve elde edilmiştir. (SAKA M.P., 2007)

4.4.2 Yüzotuziki Çubuklu Üç Boyutlu Çelik Çerçeve

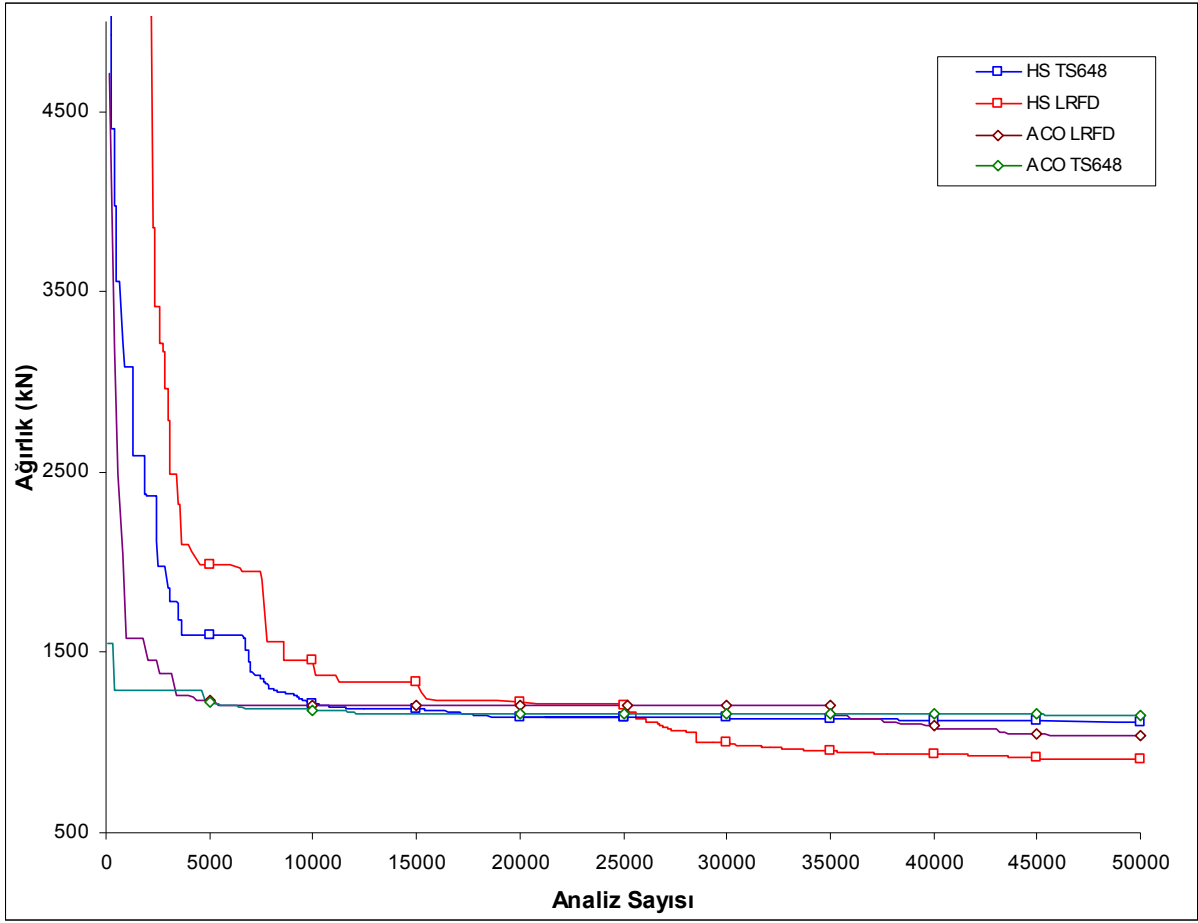
İkinci örnek olarak daha önce kısım 4.1.2.5 ve kısım 4.2.2.9 da örnek problem olarak da seçilen 132 Elemanlı üç boyutlu çelik çerçeve seçilmiştir. Grup numaralandırmaları ve boyutları şekil 4.3'te (bkz kısım 4.1.2.5) gösterilen çelik çerçeve elemanları 28'i kolon gurubu olmak üzere toplam 30 guruptan oluşmaktadır. Burada 4.1.2.5 ve 4.2.2.9 da belirtilen ölü, hareketli ve deprem yüklerine ek olarak rüzgar yükü de göz önüne alınmıştır. TS 498 şartnamesi için aerodinamik yük katsayısı 1.6 ve ASCE 7-05 şartnamesi içinde rüzgar hızı 65m/sn ve binanın rüzgar yüküne maruz kalma sınıfı B alınarak rüzgar yükü hesaplanmıştır. Yapı TS 648 şartnamesi için 5 yük durumuna göre de (1D+1L, 1D+1L+1EX, 1D+1L+1EZ, 1D+1L+1WX, 1D+1L+WZ) ve LRFD-AISC şartnamesi içinde de 5 yük durumuna göre (1,4D, 1,2D+1,6L, 1,2D+0,5L+1,3WX, 1,2D+0,5L+1,3WZ, 1,2D+0,5L+1EX, 1,2D+0,5L+1EZ) yükleme durumları altında optimum olarak boyutlandırılmıştır. Burada D=ölü yük, L=hareketli yük, E=deprem yükü, W=rüzgar yükü olarak tanımlanır. Bu örnekte şartnamelerin daha iyi karşılaştırabilmesi için her iki şartnameye göre yapılan optimum boyutlandırmada W kesitleri tablosu kullanılmıştır.

Bu çerçevenin hem karınca kolonisi optimizasyonu (ACO) yöntemi kullanılarak hem de harmoni arama (HS) yöntemi kullanılarak optimum boyutlandırılması yapılmıştır. Harmoni arama yönteminde maksimum iterasyon sayısı=50000, HMS=50, HMCR=0.90, PAR=0.4 parametreleri seçilmiş ve karınca kolonisi yönteminde ise parametreler karınca sayısı=100, döngü sayısı=500, global güncelleme katsayısı=0,5, yerel güncelleme katsayısı=0,9, rütbeli karınca sayısı=10, $\beta = 0,35$ olarak seçilmiştir.

Yapılan çalışmalar sonucunda elde edilen en hafif çerçeve ve çerçevedeki gruplar için seçilmiş W kesitleri tablo 4.19'da verilmiştir. Bu çözümlere ait iterasyonlardaki çerçeve ağırlıkları ise şekil 4.7'de verilmiştir. Buna göre TS 648 şartnamesine göre yapılan optimum boyutlandırmada elde edilen çerçeve ağırlığı: harmoni arama yöntemi ile 1118,2 kN ve karınca kolonisi optimizasyonu yöntemi ile 1148,1 kN olarak bulunmuştur. TS 648 şartnamesi kullanıldığında harmoni arama yöntemi karınca kolonisi optimizasyonu yöntemine göre %2,6 daha hafif çerçeve elde etmiştir. LRFD-AISC şartnamesi kullanılarak elde edilen minimum ağırlıklar sırası ile harmoni arama yöntemine göre 908,32 kN ve karınca kolonisi optimizasyonu yöntemine göre 1041 kN'dur. Harmoni arama yöntemi LRFD şartnamesi dikkate alınarak yapılan optimum boyutlandırmada %12,7 daha hafif optimum çözüm elde etmiştir. TS 648 ile LRFD-AISC şartnameleri karşılaştırıldığı zaman karınca kolonisi optimizasyonu yöntemi kullanıldığında TS 648 şartnamesi LRFD-AISC ye göre %9,3 daha ağır bir çerçeve tasarımı vermektedir. İki şartname arasındaki bu ağırlık farkı harmoni arama yöntemi kullanıldığında %18,7'e artmaktadır.

Grup No:	Harmoni Arama				Karıncı Kolonisi			
	TS648		LRFD		TS648		LRFD	
	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)
1	W310X97	123.00 48.43	W610X140	179.00 70.47	W760X147	187.00 73.62	W610X82	104.00 40.94
2	W310X97	123.00 48.43	W610X140	179.00 70.47	W690X152	194.00 76.38	W690X125	160.00 62.99
3	W310X97	123.00 48.43	W310X97	123.00 48.43	W310X107	136.00 53.54	W310X107	136.00 53.54
4	W310X97	123.00 48.43	W360X101	129.00 50.79	W310X79	101.00 39.76	W460X158	201.00 79.13
5	W360X134	171.00 67.32	W360X91	116.00 45.67	W310X107	136.00 53.54	W310X117	150.00 59.05
6	W310X107	136.00 53.54	W360X91	116.00 45.67	W310X97	123.00 48.43	W920X271	346.00 136.22
7	W610X155	197.00 77.56	W690X125	160.00 62.99	W310X117	150.00 59.05	W360X262	350.00 137.79
8	W460X113	144.00 56.69	W690X125	160.00 62.99	W360X110	140.00 55.12	W920X387	493.00 194.09
9	W310X117	150.00 59.05	W310X97	123.00 48.43	W840X176	224.00 88.19	W460X144	184.00 72.44
10	W360X134	171.00 67.32	W360X110	140.00 55.12	W360X91	116.00 45.67	W1000X222	283.00 111.42
11	W610X155	197.00 77.56	W530X150	192.00 75.59	W360X134	171.00 67.32	W760X147	187.00 73.62
12	W310X97	123.00 48.43	W690X170	216.00 85.04	W760X134	170.00 66.93	W920X345	440.00 173.23
13	W310X202	258.00 101.57	W410X100	127.00 50.00	W840X193	247.00 97.24	W690X350	446.00 175.59
14	W360X179	228.00 89.76	W410X114	146.00 57.48	W410X114	146.00 57.48	W1100X390	499.00 196.46
15	W1000X249	317.00 124.80	W760X173	221.00 87.01	W360X162	206.00 81.10	W610X125	159.00 62.60
16	W360X262	335.00 131.89	W760X173	221.00 87.01	W1000X249	317.00 124.80	W920X253	323.00 127.16
17	W310X97	123.00 48.43	W460X113	144.00 56.69	W1000X314	400.00 157.48	W760X185	235.00 92.52
18	W460X113	144.00 56.69	W690X140	178.00 70.08	W360X287	366.00 144.09	W920X223	286.00 112.60
19	W1000X258	330.00 129.92	W360X91	116.00 45.67	W310X117	150.00 59.05	W460X113	144.00 56.69
20	W760X134	170.00 66.93	W360X101	129.00 50.79	W310X86	110.00 43.31	W1000X222	283.00 111.42
21	W1000X222	283.00 111.42	W760X134	170.00 66.93	W310X226	289.00 113.78	W530X196	250.00 98.42
22	W1000X296	378.00 148.82	W760X134	170.00 66.93	W360X147	188.00 74.02	W690X240	306.00 120.47
23	W460X113	144.00 56.69	W460X144	184.00 72.44	W920X223	286.00 112.60	W920X201	256.00 100.79
24	W310X107	136.00 53.54	W530X150	192.00 75.59	W690X265	337.00 132.68	W1000X272	347.00 136.61
25	W310X117	150.00 59.05	W460X113	144.00 56.69	W530X150	192.00 75.59	W360X134	171.00 67.32
26	W760X134	170.00 66.93	W760X134	170.00 66.93	W460X113	144.00 56.69	W530X272	347.00 136.61
27	W360X134	171.00 67.32	W310X86	110.00 43.31	W760X161	204.00 80.31	W760X196	251.00 98.82
28	W360X134	171.00 67.32	W460X113	144.00 56.69	W410X114	146.00 57.48	W1100X390	499.00 196.46
29	W760X147	187.00 73.62	W840X210	269.00 105.91	W360X147	188.00 74.02	W690X265	337.00 132.68
30	W760X147	187.00 73.62	W840X193	24700.00 9724.37	W460X128	164.00 64.57	W460X113	144.00 56.69
Ağırlık	1118.2 kN (251381.4 lb)		908.32 kN (204198.5 lb)		1148.1 kN (258103.1 lb)		1041.0 kN (234026 lb)	

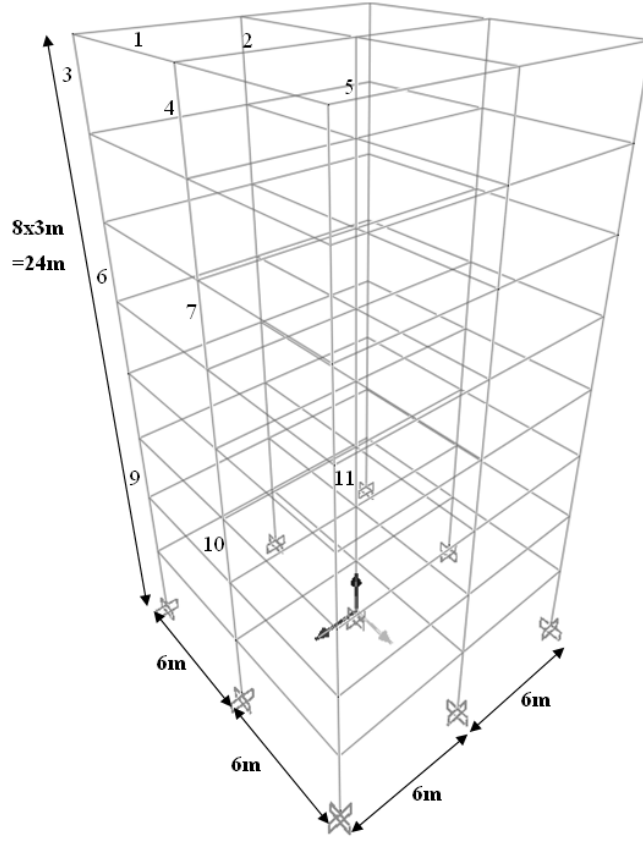
Tablo 4.19 Yüzotuziki çubuklu üç boyutlu çelik çerçeve en iyi tasarımlar



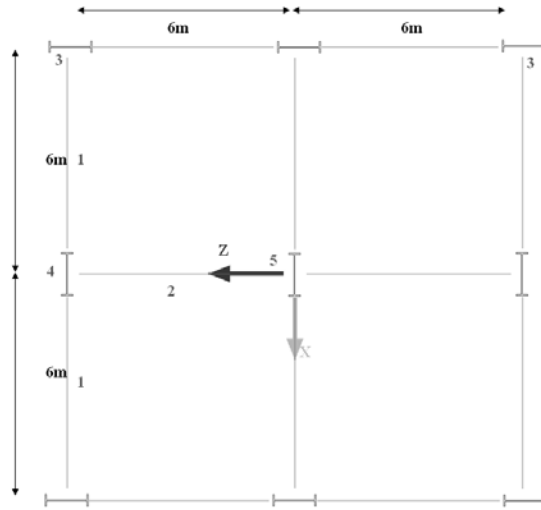
Şekil 4.7 Yüzotuziki çubuklu üç boyutlu çelik çerçeve arama geçmişi

4.4.3 Yüzatmışsekiz Çubuklu Üç Boyutlu Çelik Çerçeve

Üçüncü örnek olarak şekil 4.8 de gösterilen sekiz katlı yüzatmışsekiz elemanlı üç boyutlu çerçeve seçilmiştir. Toplam 168 eleman 9'u kolon gurubu olmak üzere toplam 11 grupta toplanmıştır. Çerçeve $2,88 \text{ kN/m}^2$ 'lik ölü yüke 5 kN/m^2 'lik hareketli yüke maruz kalmıştır. ASCE7-05 tablo 20.3-1'den yararlanarak zemin sınıfı D, ASCE7-05 tablo 1-1'den yararlanarak bina sınıfı I olarak seçilmiştir. TS 498 şartnamesi için aerodinamik yük katsayısı 1,6, ASCE 7-05 şartnamesi içinde rüzgar hızı 65 m/sn ve binanın rüzgar yüküne maruz kalma sınıfı B parametreleri seçilerek rüzgar yükü hesaplanmıştır. Yapı TS 648 şartnamesi için 5 yük durumuna göre (1D+1L, 1D+1L+1S+1EX, 1D+1L+1S+1EZ, 1D+1L+1S+1WX, 1D+1L+1S+WZ) ve LRFD-AISC şartnamesi için de 6 yük durumu (1,4D, 1,2D+1,6L+0,5S, 1,2D+0,5L+1,6S, 1,2D+0,5L+1,3WX, 1,2D+0,5L+1,3WZ, 1,2D+0,5L+1EX, 1,2D+0,5L+1EZ) göz önüne alınmıştır. Yukarıdaki ifadelerde D=ölü yük, L=hareketli yük, E=deprem yükü, W=rüzgar yükünü göstermektedir. Bu örnekte şartnamelerin daha iyi karşılaştırabilmesi için kesitler aynı kesit tablosundan (AISC kesit tablosundan) seçilmiştir.



a) Üç Boyutlu Görünüm



b) Plan Görünümü

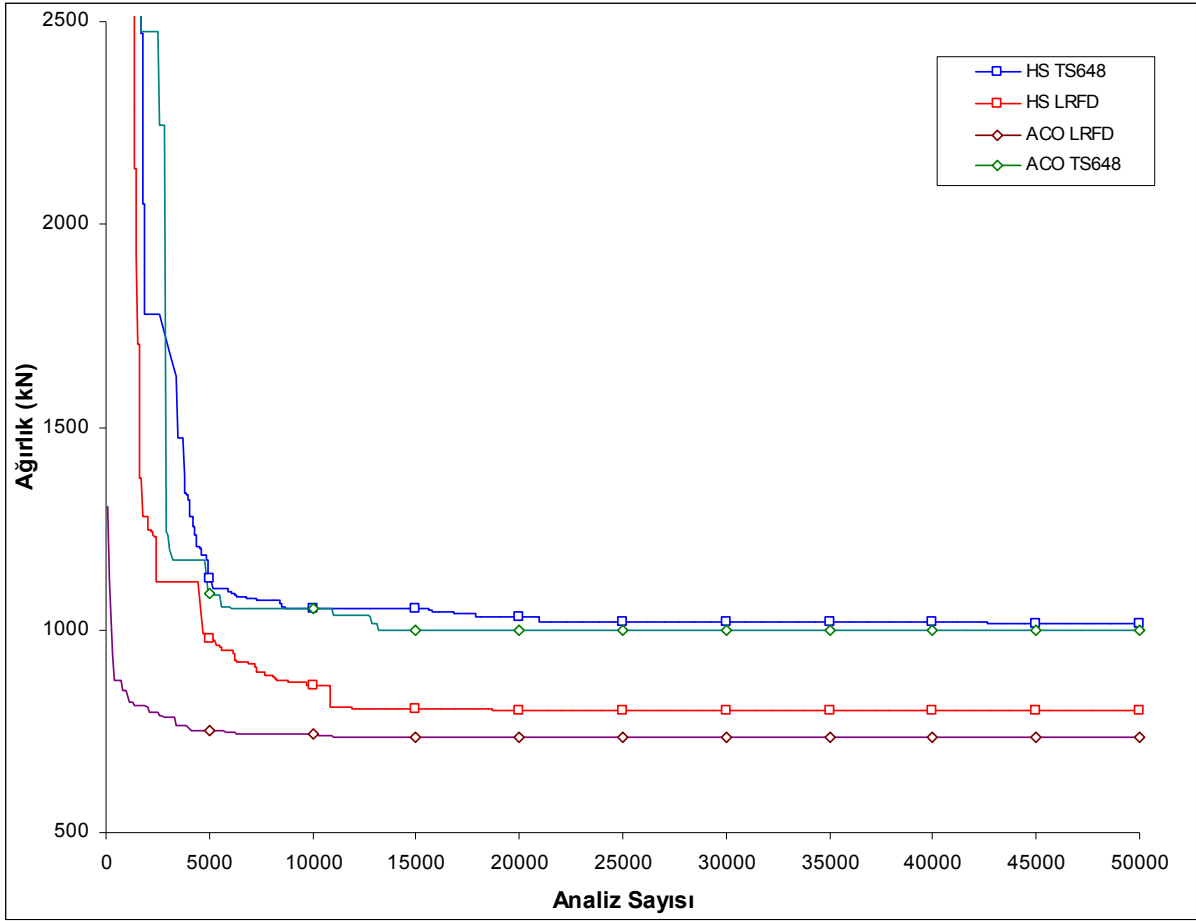
Şekil 4.8 Yüzatmışsekiz çubuklu üç Boyutlu Çelik Çerçeve

Bu çerçevenin hem karınca kolonisi optimizasyonu yöntemi kullanılarak hem de harmoni arama yöntemi kullanılarak optimum boyutlandırılması yapılmıştır. Harmoni arama yönteminde maksimum iterasyon sayısı=50000, HMS=20, HMCR=0,90, PAR=0,4 parametreleri seçilmiş ve karınca kolonisi yönteminde ise parametreler: karınca sayısı=100,

döngü sayısı=500, global güncelleme katsayısı=0,5, yerel güncelleme katsayısı=0,9, rütbeli karınca sayısı=10, $\beta = 0,35$ olarak seçilmiştir.

Grup No:	Harmoni Arama				Karınca Kolonisi			
	TS648		LRFD		TS648		LRFD	
	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)
1	W360X72	91.10	W310X23.8	30.40	W310X67	85.10	W310X32.7	41.80
		35.87		11.97		33.50		16.46
2	W760X161	204.00	W760X147	187.00	W760X134	170.00	W690X125	160.00
		80.31		73.62		66.93		62.99
3	W250X73	92.80	W150X18	22.90	W360X79	101.00	W150X22.5	28.50
		36.54		9.02		39.76		11.22
4	W530X92	118.00	W410X100	127.00	W460X128	164.00	W530X74	95.20
		46.46		50.00		64.57		37.48
5	W310X107	136.00	W310X97	123.00	W360X162	206.00	W310X79	101.00
		53.54		48.43		81.10		39.76
6	W310X86	110.00	W250X73	92.80	W410X114	146.00	W310X97	123.00
		43.31		36.54		57.48		48.43
7	W840X176	224.00	W530X101	129.00	W840X176	224.00	W610X101	130.00
		88.19		50.79		88.19		51.18
8	W310X117	150.00	W460X113	144.00	W530X248	314.00	W310X86	110.00
		59.05		56.69		123.62		43.31
9	W360X134	171.00	W360X134	171.00	W610X217	278.00	W310X97	123.00
		67.32		67.32		109.45		48.43
10	W840X193	247.00	W530X109	139.00	W840X210	269.00	W760X147	187.00
		97.24		54.72		105.91		73.62
11	W310X129	165.00	W760X147	187.00	W1000X412	525.00	W360X101	129.00
		64.96		73.62		206.69		50.79
Ağırlık		1017.1 kN (228630.7 lb)	801.28 kN (180134.9 lb)		999.23 kN (224635.8 lb)		733.91 kN (164989.5 lb)	

Tablo 4.20 Sekiz katlı yüzatmışsekiz elemanlı üç boyutlu çelik çerçeve en iyi tasarımlar



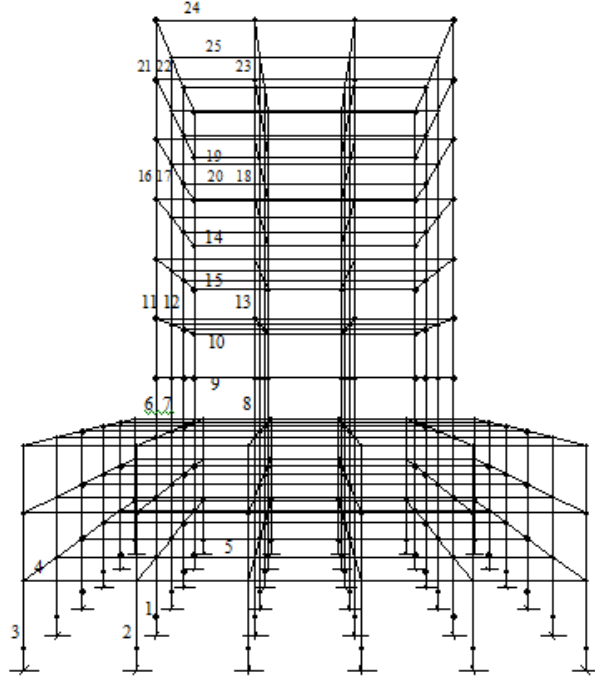
Şekil 4.9 Sekiz katlı yüzatmışsekiz çubuklu üç boyutlu çelik çerçevenin arama geçmişi

Her iki yöntemi kullanarak elde edilen optimum çözümler tablo 4.20’de, ve bunları elde ederken yapılan iterasyonlardaki çerçeve ağırlığı değişimi de Şekil 4.9’te gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre TS 648 şartnamesi kullanılarak elde edilen optimum çerçeve ağırlıkları: harmoni arama yöntemine göre 1017,1 kN karınca kolonisi optimizasyonu yöntemine göre ise 999,23 kN’dur. TS 648 şartnamesi dikkate alındığında her iki yöntem arasında %1.75’lik fark bulunmaktadır. LRFD-AISC şartnamesi kullanılarak elde edilen optimum ağırlık değerleri: harmoni arama yöntemine göre 801,28 kN karınca kolonisi optimizasyonu yöntemine göre 733,91 kN’dur. LRFD-AISC şartnamesi dikkate alındığında ise karınca kolonisi optimizasyonu yöntemi harmoni arama yöntemine göre %8,4 daha hafif çerçeve tasarımı bulmuştur. TS 648 ile LRFD-AISC şartnameleri karşılaştırıldığında karınca kolonisi optimizasyonu yöntemi kullanıldığında TS 648 şartnamesi LRFD-AISC ye göre %26,5 daha ağır bir çerçeve vermektedir. İki şartname arasındaki bu ağırlık farkı harmoni arama yöntemi kullanıldığında %21,2 düşmektedir.

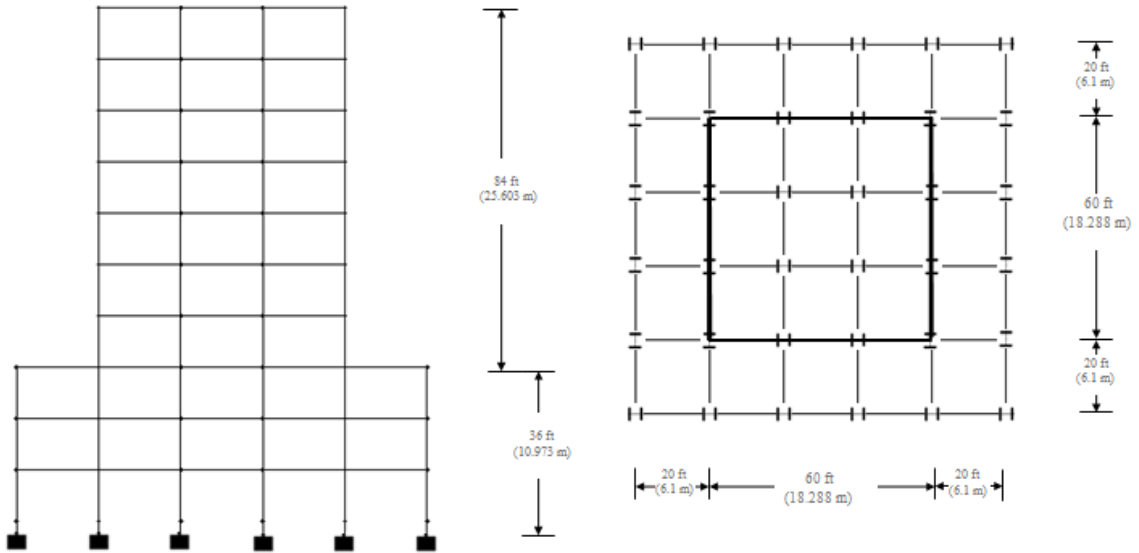
4.4.4 Beşyüzatmışsekiz Elemanlı Üç Boyutlu Çelik Çerçeve

Üçüncü örnek olarak beşyüzatmışsekiz elemanlı üç boyutlu çelik çerçeve seçilmiştir. Grup numaralandırılması ve boyutları şekil 4.10’te gösterilen çelik çerçeve elemanları toplam 25 gruptan oluşmaktadır. Çerçevenin normal kat iç kirişleri 21,43 kN-m, normal kat dış kirişleri 10,72 kN-m, çatı kat iç kirişleri 14,72 kN-m ve çatı kat dış kirişleri 7,36 kN-m düşey yüke maruz kalmaktadır. Çerçevenin katlarına etkiyen yatay yüklerde tablo 4.21 gösterilmiştir.

Yapılan optimum boyutlandırılmada her iki yöntem ve her iki şartname için W kesitlerinden seçim yapılmıştır.



a) 3 Boyutlu Görünüm



b) Plan Görünüm ve yan görünümü

Şekil 4.10 Beşyüzatmışsekiz çubuklu üç boyutlu çelik çerçeve

Kat No:	Ön Yüz		Arka Yüz	
	(lb/ft)	(kN/m)	(lb/ft)	(kN/m)
1	12.51	0.1825	127.38	1.8585
2	28.68	0.4184	127.38	1.8585
3	44.68	0.6519	127.38	1.8585
4	156.86	2.2886	127.38	1.8585
5	167.19	2.4393	127.38	1.8585
6	176.13	2.5698	127.38	1.8585
7	184.06	2.6854	127.38	1.8585
8	191.21	2.7897	127.38	1.8585
9	197.76	2.8853	127.38	1.8585
10	101.9	1.5743	127.38	1.8585

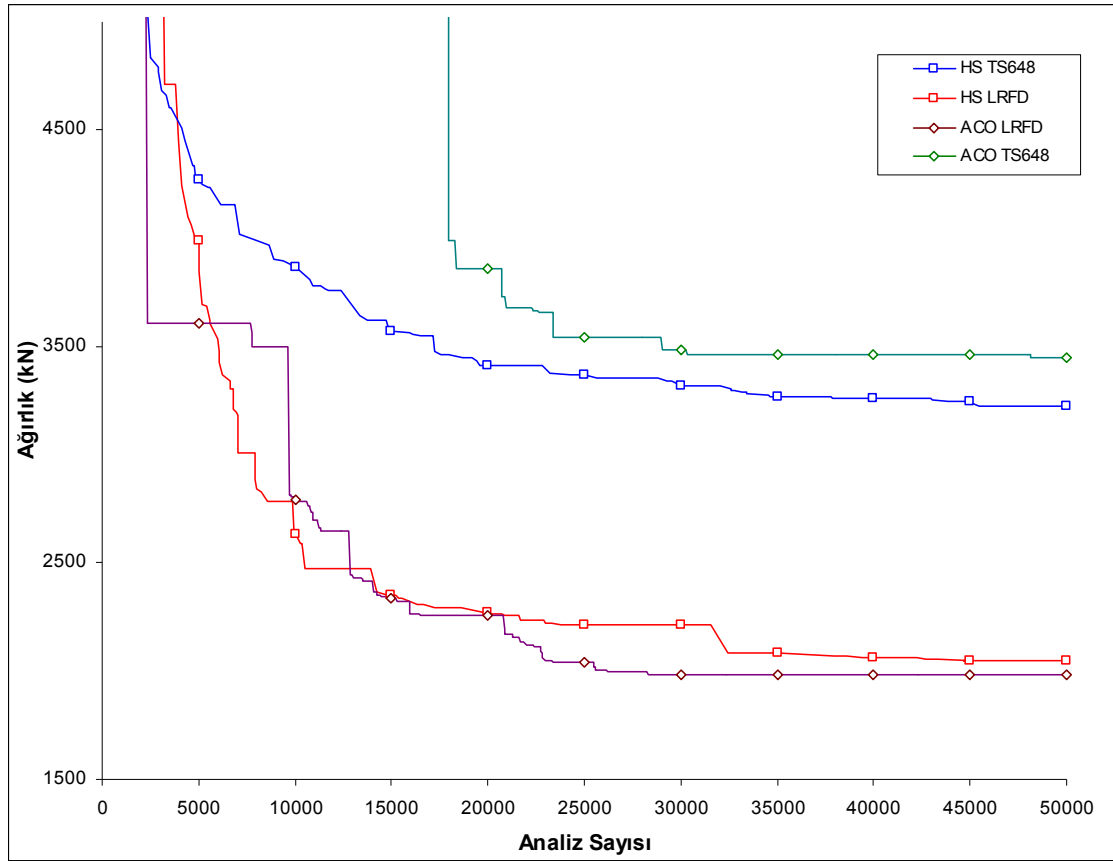
Tablo 4.21 Beşyüztmişsekiz çubuklu çerçeveye etkiyen yatay yükler

Harmoni arama yönteminde maksimum iterasyon sayısı=50000, HMS=50, HMCR=0.90, PAR=0.4 parametreleri seçilmiştir. Karınca kolonisi optimizasyonu (ACO) yönteminde ise karınca sayısı=50, döngü sayısı=1000, global güncelleme katsayısı=0,5, yerel güncelleme katsayısı=0,9, rütbeli karınca sayısı=10, $\beta = 0,2$ parametreleri kullanılmıştır.

Her iki yöntemi kullanarak elde edilen optimum çözümler tablo 4.11’de, bunları elde ederken yapılan iterasyonlardaki çerçeve ağırlığı değişimi de şekil 4.11’te verilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre çerçevenin TS648 şartnamesi kullanılarak elde edilen minimum ağırlık değerleri: harmoni arama yöntemine göre 3226,22 kN, karınca kolonisi optimizasyonu yöntemine göre ise 3451,1 kN’dur. TS648 şartnamesi kullanıldığı zaman her iki yöntem arasında %6,5’lik fark elde edilmektedir. Çerçevenin LRFD-AISC şartnamesi kullanılarak elde edilen optimum ağırlıkları: harmoni arama yöntemine göre 2047,35 kN, karınca kolonisi optimizasyonu yöntemine göre ise 1982,1 kN’dur. LRFD-AISC şartnamesi kullanıldığı zaman karınca kolonisi optimizasyonu ile harmoni arama yöntemine göre %3,1 daha hafif çerçeve elde edilmiştir. Her iki şartname karşılaştırıldığı zaman LRFD-AISC şartnamesi TS 648 şartnamesine göre karınca kolonisi optimizasyonu yöntemi kullanıldığında %42,5, harmoni arama yöntemi kullanıldığında ise %36,5 daha hafif çerçeve tasarımı elde etmiştir.

Grup No:	Harmoni Arama				Karıncı Kolonisi			
	TS648		LRFD		TS648		LRFD	
	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)	Profil İsmi	Alan, (cm ²) (in ²)
1	W250X58	74.20	W200X35.9	45.80	W310X60	75.90	W360X32.9	41.70
		29.21		18.03		29.88		16.42
2	W310X67	85.10	W310X52	66.70	W360X64	81.40	W250X32.7	41.70
		33.50		26.26		32.05		16.42
3	W310X79	101.00	W410X60	75.80	W310X79	101.00	W360X39	49.80
		39.76		29.84		39.76		19.61
4	W310X97	123.00	W310X79	101.00	W310X158	201.00	W410X46.1	58.90
		48.43		39.76		79.13		23.19
5	W310X107	136.00	W200X59	75.60	W460X128	164.00	W410X60	75.80
		53.54		29.76		64.57		29.84
6	W360X147	188.00	W530X92	118.00	W460X144	184.00	W310X86	110.00
		74.02		46.46		72.44		43.31
7	W610X174	222.00	W200X41.7	53.10	W530X165	211.00	W310X107	136.00
		87.40		20.91		83.07		53.54
8	W360X237	301.00	W840X176	224.00	W760X314	401.00	W530X150	192.00
		118.50		88.19		157.87		75.59
9	W360X51	64.50	W250X32.7	41.70	W410X60	75.80	W310X23.8	30.40
		25.39		16.42		29.84		11.97
10	W610X82	104.00	W410X53	68.10	W410X100	127.00	W410X38.8	49.90
		40.94		26.81		50.00		19.65
11	W310X107	136.00	W200X41.7	53.10	W310X79	101.00	W360X147	188.00
		53.54		20.91		39.76		74.02
12	W310X97	123.00	W200X46.1	58.60	W250X101	129.00	W250X49.1	62.50
		48.43		23.07		50.79		24.61
13	W310X107	136.00	W410X53	68.10	W310X97	123.00	W360X79	101.00
		53.54		26.81		48.43		39.76
14	W460X113	144.00	W250X101	129.00	W360X134	171.00	W360X162	206.00
		56.69		50.79		67.32		81.10
15	W360X162	206.00	W460X82	104.00	W310X117	150.00	W360X101	129.00
		81.10		40.94		59.05		50.79
16	W360X147	188.00	W760X134	170.00	W610X155	197.00	W530X85	108.00
		74.02		66.93		77.56		42.52
17	W610X155	197.00	W460X113	144.00	W530X165	211.00	W530X196	250.00
		77.56		56.69		83.07		98.42
18	W360X162	206.00	W610X174	222.00	W360X162	206.00	W760X147	187.00
		81.10		87.40		81.10		73.62
19	W760X257	326.00	W1000X222	283.00	W610X262	333.00	W610X174	222.00
		128.35		111.42		131.10		87.40
20	W610X174	222.00	W530X150	192.00	W1000X321	409.00	W1000X25	330.00
		87.40		75.59		161.02	8	129.92
21	W1000X296	378.00	W840X210	269.00	W1000X296	378.00	W920X201	256.00
		148.82		105.91		148.82		100.79
22	W1000X258	330.00	W1100X390	499.00	W920X387	493.00	W760X284	362.00
		129.92		196.46		194.09		142.52
23	W310X60	75.90	W250X49.1	62.50	W610X140	179.00	W200X26.6	33.90
		29.88		24.61		70.47		13.35
24	W360X147	188.00	W250X89	114.00	W410X100	127.00	W310X86	110.00
		74.02		44.88		50.00		43.31
25	W760X257	326.00	W610X101	130.00	W360X216	276.00	W610X174	222.00
		128.35		51.18		108.66		87.40
Ağırlık	3226.22 kN (725283.106 lb)		2047.35 kN (460262.588 lb)		3451.1 kN (775838.14 lb)		1982.1 kN (445593.80 lb)	

Tablo 4.22 Beşyüzatmışsekiz çubuklu üç boyutlu çelik çerçeve en iyi tasarımlar



Şekil 4.11 Beşyüzatmışsekiz çubuklu üç boyutlu çelik çerçeve arama geçmişi

4.5 SONUÇLAR

Yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlara göre, çelik çerçevelerin optimum tasarım probleminde TS 648 ve LRFD-AISC şartnameleri karşılaştığında LRFD şartnamesi ile %10 ile %40 arasında daha hafif ağırlıklar elde edilmiştir. Bunun sebebi LRFD-AISC şartnamesinin çelik yapıların boyutlandırılmasını taşıma gücü yöntemine göre yapması ve çubukların akma sınırına kadar yüklenebilmesi olarak açıklanabilir. TS 648 şartnamesinde plastikleşmeye izin vermeyen elastik davranışı göz önüne almaktadır. Bundan dolayı LRFD-AISC şartnamesi ile daha hafif çerçeveler elde edilmiştir. Çerçevelerin çubuk sayısı arttıkça bu ağırlık farkının daha da arttığı gözlenmiştir. Göz önüne alınan örneklerde karınca koloni optimizasyonu algoritması ile harmoni arama yöntemi arasında açık bir üstünlük görülmemiştir. Bazı durumlarda karınca kolonisi optimizasyonu yöntemi daha etkin olurken diğerlerinde harmoni arama yöntemi daha iyi sonuç vermiştir. Hangi yöntemin daha iyi olduğu ayrı bir araştırma konusudur.

BÖLÜM 5

ÇELİK ÇERÇEVELERİN TS648 e GÖRE YAPILAN OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASININ ULUSLARARASI DİĞER ŞARTNAMESLERLE KARŞILAŞTIRILMASI

5.1 GİRİŞ

Bu bölümde önce çelik çerçevelerin optimum boyutlandırılma probleminin TS 648 (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları) na göre matematik modelinin kurulması gösterilmiş ve daha sonra bu problemin harmoni arama yöntemi ile çözümünün elde edilişi açıklanmıştır. Daha sonra TS 648 e göre elde edilen optimum sonuçlar LRFD-AISC (Yük ve Dayanım Faktörleri Tasarımı, Amerikan Çelik Yapılar Enstitüsü) ve BS 5950 (İngiliz Çelik Yapılar şartnamesi) de koyulan sınırlamalara göre elde edilen optimum sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

5.2 DÜZLEM ÇELİK ÇERÇEVELERİN TS 648 ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMA PROBLEMİNİN MATEMATİK MODELİ

Çelik yapıların herhangi bir tasarım şartnamesine göre optimum boyutlandırılması problemi çerçeveyi oluşturan kolon ve kiriş gruplarına pratikte var olan profil tablolarından şartnamece belirlenen deplasman ve dayanım gereksinimlerini sağlayacak şekilde profil seçilmesi problemine dönüşür. Şartnamede belirlenen sınırları sağlayan çok sayıda profil kombinasyonu olduğuna göre optimum boyutlandırma bunların arasından çerçeve ağırlığını veya maliyetini minimum yapan profil kombinasyonunu bulmayı amaçlar. Örnek olarak boyutlandırmayı TS 648 şartnamesine göre yapılırsa aşağıdaki ayrık değişkenli optimum boyutlandırma problemi elde edilir.

Minimize edilecek fonksiyon

$$W = \sum_{r=1}^{ng} m_r \sum_{s=1}^{t_r} \ell_s \quad (5.1)$$

Sınırlayıcılar

$$(\delta_j - \delta_{j-1}) / h_j \leq \delta_{ju} \quad j = 1, \dots, ns \quad (5.2)$$

$$\delta_i \leq \delta_{iu} \quad i = 1, \dots, nd \quad (5.3)$$

$$\frac{\sigma_{ebk}}{\sigma_{bemk}} \geq 0.15 \quad ise \quad \frac{\sigma_{ebk}}{\sigma_{bemk}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bvk}}{\left(1 - \frac{\sigma_{ebk}}{\sigma'_{ex}}\right) \sigma_{Bvk}} \leq 1 \quad (5.4)$$

$$\frac{\sigma_{ebk}}{\sigma_{bemk}} \geq 0.15 \quad ise \quad \frac{\sigma_{ebk}}{0.6\sigma_a} + \frac{\sigma_{bxk}}{\sigma_{Bxk}} \leq 1 \quad (5.5)$$

$$k = 1, \dots, nc$$

$$\frac{\sigma_{ebk}}{\sigma_{bemk}} \leq 0.15 \quad ise \quad \frac{\sigma_{ebk}}{\sigma_{bemk}} + \frac{\sigma_{bxk}}{\sigma_{Bxk}} \leq 1 \quad (5.6)$$

$$\frac{\sigma_{ebl}}{0.6\sigma_a} + \frac{\sigma_{bxl}}{0.6\sigma_a} \leq 1 \quad (5.7)$$

$$l = 1, \dots, nb$$

$$B_{sb} \leq B_{sc} \quad s = 1, \dots, nu \quad (5.8)$$

$$D_s \leq D_{s-1} \quad (5.9)$$

$$m_s \leq m_{s-1} \quad (5.10)$$

Burada (5.1) ifadesi çerçevenin ağırlığını göstermektedir. m_r , r gurubu için profil tablosundan seçilecek profilin birim boy ağırlığını ve t_r ise aynı gruptaki toplam çubuk sayısını göstermektedir. ng ise çerçevedeki toplam grup sayısını ve l_s de r gurubuna ait olan s çubuğunun boyunu temsil etmektedir.

(5.2) eşitsizliği çok katlı çerçevedeki katlar arası yanal deplasman sınırlayıcılarını göstermektedir. Buna göre δ_j ve δ_{j-1} bir katın döşeme ve tavan seviyelerindeki yanal deplasmanları ve h_j ise bu katın yüksekliğini temsil etmektedir. ns ise çerçevedeki toplam kat sayısıdır. δ_{ju} ise bu tür katlar arası yanal deplasman farklarının uyması gereken limit değeridir. TS 648 şartnamesin de bu konuda herhangi bir kısıt olmadığından araştırmada İngiliz şartnamesindeki (BS 5950) (British Standards, BS5950, 2000) limit değer kullanılmıştır. Bu limit değer kat yüksekliğinin 1/300 olarak verilmektedir. (5.3) denklemi ise çerçevede katlar arası yanal deplasman sınırlayıcıları dışında kalan diğer deplasman sınırlayıcılarını göstermektedir. Kirişlerin maximum düşey deplasmanları sınırlandırılmak istendiğinde (5.3) ile gösterilen sınırlayıcılar probleme dahil edilecektir. Burada δ_i i düğüm noktasındaki deplasman ve δ_{iu} ise onun üst sınırındır ve değeri kiriş üzerinde kırılğan kaplama

olması durumunda İngiliz şartnamesinde kiriş açıklığının 1/360 ı olarak verilmiştir. nd ise bu tür sınırlayıcıların toplam sayısıdır.

(5.4), (5.5) ve (5.6) eşitsizlikleri bir veya iki simetri eksenine sahip aksel basınç ve eğilme momenti etkisindeki çelik elemanlar için yapılması gereken burkulma ve burkulmasız gerilme tahkiklerini göstermektedir. σ_{ebk} k çubuğundaki yalnız basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilmeyi, σ_{bemk} ise yine k çubuğunda yalnız basınç kuvveti etkisi altında müsaade edilecek gerilme değeridir ve nasıl hesaplanacağı TS 648, madde 3.2.2 de verilmiştir. Buna maddeye göre aksel basınca çalışan çubuğun narinliği λ_p den az ise ($\lambda \leq \lambda_p$) basınç emniyet gerilmesi:

$$\sigma_{bemk} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda_{kx}}{\lambda_p} \right)^2 \right] \sigma_a}{n} \quad (5.11)$$

Çubuğun narinliği $\lambda \geq \lambda_p$ ise basınç emniyet gerilmesi:

$$\sigma_{bemk} = \frac{2 \pi^2 E}{5 \lambda_{kx}^2} \quad (5.12)$$

Burada λ_p plastik narinlik sınırı olup $\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}}$ bağıntısından hesaplanır. σ_a kullanılan çeliğin akma sınırı (kgf/cm^2), E elastisite modülü olup (kgf/cm^2) olarak formüllerde yerine yazılacaktır. n ise emniyet katsayısı olup $\lambda_{kx} < 20$ olması halinde $n = 1.67$ olarak alınır.

$\lambda_p \leq \lambda_{kx} \leq 20$ olması halinde $n = 1.5 + 1.2 \left(\frac{\lambda_{kx}}{\lambda_p} \right) - 0.2 \left(\frac{\lambda_{kx}}{\lambda_p} \right)^2$ formülünden hesaplanır.

$\lambda_{kx} \geq \lambda_p$ ise o zaman $n = 2.5$ alınır. λ_{kx} ise basınca maruz k çubuğunun x-x eksenini etrafındaki narinliği olup $\lambda_{kx} = \frac{Kl}{r_x}$ bağıntısından hesaplanır. Burada r_x çubuk kesitinin x-x

ekseni etrafındaki atalet yarıçapıdır. K ve l ise yanal burkulması önlenmiş k çubuğunun burkulma boy faktörü ile çubuğun kendi boyudur. Burkulma boy faktörü kaynak (W. McGuire, 1980) de verilen Jackson ve Moreland monograflarını elde etmede kullanılan yöntemin otomasyonu ile hesaplanabilir. Bu kaynakta yanal ötelemesi önlenmemiş çerçevenin ara katlarından birinde yer alan kolonun burkulma boy faktörü aşağıdaki lineer olmayan denklemin çözümünden elde edilir.

$$\frac{(\gamma_1 \gamma_2)(\pi/k)^2 - 36}{6(\gamma_1 + \gamma_2)} = \frac{\pi/k}{\tan(\pi/k)} \quad (5.13)$$

Burada k kolonun burkulma boy faktörü, γ_1 ve γ_2 denklem (5.12) de verildiği gibi kolonun alt ve üst uçlarındaki göreceli rijitlik oranlarıdır.

$$\gamma_1 = \frac{\sum I_{c1} / \ell_{c1}}{\sum I_{b1} / \ell_{b1}} \quad \text{ve} \quad \gamma_2 = \frac{\sum I_{c2} / \ell_{c2}}{\sum I_{b2} / \ell_{b2}} \quad (5.14)$$

Bu ifadelerdeki c ve b alt indisleri kolonun alt ve üst uçlarına bağlı olan diğer kolon ve kirişleri göstermektedir. 1 ve 2 indisleri ise burkulma boy faktörü hesaplanacak kolonun alt ve üst uçlarına işaret etmektedir. (5.13) numaralı lineer olmayan denklemin çözümü kolona ait burkulma boyu faktörü k yı verir. Yanal ötelemesi tutulmuş çerçevelerde ise (5.13) numaralı denklem yerine aşağıda verilen (5.15) numaralı denklem kullanılır.

$$\frac{\gamma_1 \gamma_2}{4} \left(\frac{\pi}{k} \right)^2 + \left(\frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} \right) \left(1 - \frac{\pi / k}{\tan(\pi / k)} \right) + \frac{2 \tan(\pi / 2k)}{\pi / k} = 1 \quad (5.15)$$

(5.4), (5.5) ve (5.6) eşitsizliklerindeki σ_{Bxx} k çubuğunun yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilecek basınç eğilme gerilmesidir. Diğer bir deyişle çubuğun yanal burkulma emniyet gerilmesidir. Bu gerilmenin hesabı eksenel simetrisi olan ve gövde yönünde yüklenen kirişler için TS 648 madde 3.3.4.2 de verilmiştir. Buna göre;

$$\frac{s}{r_y} \leq \sqrt{\frac{30000000C_b}{\sigma_a}} \quad \text{ise} \quad \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a (s/r_y)^2}{90000000C_b} \right] \sigma_a < 0.6\sigma_a \quad (5.16)$$

$$\frac{s}{r_y} \geq \sqrt{\frac{30000000C_b}{\sigma_a}} \quad \text{ise} \quad \sigma_B = \frac{10000000C_b}{(s/r_y)^2} \quad (5.17)$$

Bu formüllerde σ_B (kgf/cm²) yanal burkulma emniyet gerilmesi, s kirişin basınç başlığının dönmeye ve yanal deplasmana karşı mesnetlerdeki tutulma durumuna göre belirlenen yanal burkulma boyu, r_y basınç başlığı ve gövdenin basınç bölgesinin 1/3 ünün gövde eksenine göre atalet yarıçapı (cm olarak formüllerde yerine yazılır), σ_a basınç başlığının akma gerilmesi (kgf/cm²), C_b aşağıdaki gibi hesaplanan bir katsayıdır.

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (5.18)$$

Burada M_1 ve M_2 sırasıyla kirişin yanal desteklerinin olduğu noktadaki uç momentlerinin küçüğü ve büyüğüdür. M_1 ve M_2 aynı işarete sahipse (iki yönlü eğilme) pozitif ayrı işarete sahipse (tek yönlü eğilme) negatiftir. Yanal mesnetler arasında herhangi bir noktadaki moment uç momentlerinden büyükse $C_b=1.0$ olarak alınır.

$$(5.4) \text{ eşitsizliğindeki } \sigma'_e \quad \text{ise} \quad \sigma'_e = \frac{\pi^2 E}{(Ks_b / r_b)^2} \frac{1}{2.5} \quad \text{olarak verilmiştir. Burada } s_b \text{ kirişin}$$

mesnetleri arasındaki desteksiz mesafe, r_b eğilmenin olduğu düzleme dik eksene göre atalet

yarıçapı ve K ise çubuğun mesnet şartlarını göz önüne alarak eğilmenin olduğu eksene göre burkulma boyunu bulmak için kullanılan bir katsayıdır. C_m uç momentlerini y açıklık momentlerini ve yanal desteklemeyi göz önüne alan bir katsayı olup yanal deplasmanın mümkün olduğu çerçevelerde 0.85 olarak alınmasının uygun olacağı TS 648 madde 3.4 de belirtilmiştir. n_c çerçevedeki toplam kolon sayısını göstermektedir.

(5.7) eşitsizliği yanal burkulmaya karşı tutulmuş kirişlerde eksenel kuvvetten ve eğilme gerilmesinden oluşacak gerilmelerin toplamının $0.6\sigma_a$ dan daha büyük olmaması şartını temsil eden sınırlayıcıdır. n_b çerçevedeki kirişlerin toplam sayısıdır.

(5.8) eşitsizliği çerçevenin s katına ait herhangi bir düğüm noktasında yer alan kolon-kiriş bağlantısında, kiriş için seçilen profilin üst başlık genişliğinin kolon için seçilen profilin üst başlık genişliğinden daha küçük veya en fazla ona eşit olması şartının sağlanması için sınırlayıcı olarak formülasyonda göz önüne alınmıştır.

(5.9) ve (5.10) eşitsizlikleri ise s katındaki kolon için seçilen profilin gövde derinliğinin ve birim ağırlığının bir alt kattaki kolon için seçilen profilin gövde derinliği ve birim ağırlığından daha küçük veya en fazla ona eşit olması şartının sağlanmasını gerçekleştirmektedir. Bu son üç sınırlayıcı elde edilen çerçevenin pratik olarak imal edilebilirliğini sağlayan sınırlayıcılar.

5.3 HARMONİ ARAMA YÖNTEMİ

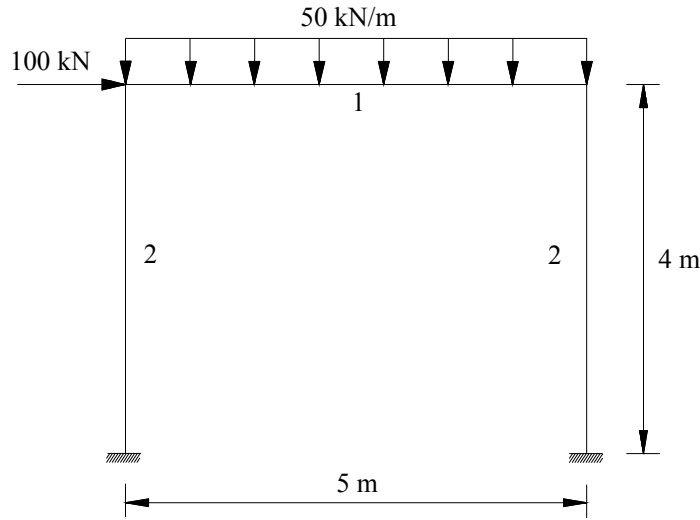
Harmoni arama yönteminin çalışma biçimi, adımları ve programlama problemlerine uygulanışı üçüncü bölümde ayrıntılı olarak açıklandığında bu yöntemin çalışma adımları bu bölümde tekrarlanmamış sadece yukarıda matematik modeli verilmiş olan optimum boyutlandırma probleminin çözümüne nasıl uygulandığı anlatılmıştır.

Harmoni arama yönteminde ilk olarak boyutlandırma değişkenlerinin değer alacağı ayrık küme hazırlanır. Bunun için ülkemizde üretilmekte olan ve pratikte kullanılan profillerden oluşan bir havuz oluşturulmuştur. Bu havuz tablo 5.1 de verilmiştir. Tabloda çerçevenin kirişleri için seçim yapılacak 18 adet IPE profili ve çerçevenin kolonları için kullanılacak 24 adet IPBv profili bulunmaktadır. Bu profillerin tablodaki sıra numaraları boyutlandırma değişkeni olarak seçilmiştir. Buna göre harmoni arama yöntemi çerçevedeki kiriş grupları için 1 den 18 e kadar olan tamsayılar dan birini ve kolon grupları için 1 den 24 e kadar olan tamsayılardan birini seçecektir. Örnek olarak 2 numaralı kiriş grubu için 1 ile 18 arasında 11 sayısını ve 4 numaralı kolon grubu için 1 ile 24 arasında 8 sayısını seçmişse o takdirde 2 numaralı kiriş grubu için IPE 220 profili ve 4 numaralı kolon grubu için ise IPBv 500 profilini seçmiş demektir. Bu seçim çelik çerçevedeki her grup için yapılırsa çerçevedeki bütün kiriş ve kolonlar için profil değeri seçilmiş olur. Profiller belirlenince bunlara ait alan, atalet momenti ve diğer kesit özellikleri de belirlenmiş olmaktadır. Bundan sonraki adım çerçeveyi bu profil kesitleri ile etkileyen yükler altında analiz yaparak çerçevenin davranışının şartnamece belirlenen sınırlar arasında olup olmadığını belirlemektir.

Boyutlandırma değişkenlerinin ayrık değerlerinin seçileceği havuz belirlendikten sonra harmoni arama yönteminin üç ana parametresine değerler seçilir. Bu seçim daha önceki optimum boyutlandırma problemlerinin çözümünden elde edilen tecrübeye göre yapılır. Bu

çalışmada harmoni bellek matrisinde yer alacak çözüm vektörlerinin sayısının 20 (HMS=20), boyutlandırma değişkenleri için rastgele seçim yaparken harmoni bellek matrisinden seçim yapma ihtimalinin 0.90 (HMCR=0.90) ve ince ayar katsayısının 0.45 (PAR=0.45) olarak seçilmesinin uygun olduğu yapılan denemelerden görülmüştür. Bu düzenlemeler yapıldıktan sonra ilk olarak harmoni bellek matrisi sıfırlanır. Harmoni arama yönteminin adımları Şekil 5.1 de gösterilen bir katlı ve bir açıklıklı basit çerçeve göz önüne alınarak açıklanacaktır.

Şekil 5.1 de gösterilen çelik çerçevenin çubukları iki grupta toplanmış ve kiriş birinci grup kolonlarda ikinci grup olarak alınmıştır. Birinci katın yanal deplasmanının ve katlar arası yanal deplasmanın üst sınırı kat yüksekliği/300 olarak alınmıştır. Buda her iki yanal deplasmanın 1.33cm den büyük olmaması gerektiği anlamına gelmektedir. Elastisite modülü TS 648 de verildiği gibi 21000 kgf/cm² olarak alınmıştır. Diğer sınırlayıcılar yukarıda açıklandığı gibi hazırlanan bilgisayar programı tarafından otomatik olarak hazırlanmaktadır. Göz önüne alınan örnek küçük olduğundan harmoni bellek matrisinin satır sayısı 10 olarak değiştirilmiştir. IPE ve IPBv profil tablolarındaki kesitlerin sıra numarası boyutlandırma değişkeni alınmıştır. Buna göre harmoni arama yöntemi birinci grup için 1 ile 18 arasında ve ikinci grup için 1 ile 24 arasında rastgele iki sayı seçerek harmoni bellek matrisini doldurma işlemine başlar.



Şekil 5.1. Bir açıklıklı ve bir katlı çelik çerçeve

Sıra no	Profil	m	D	B	tw	tf	r	d	lx	ly	rx	ry	Zx	Zy	Sx	A	J
		kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³	cm ³	cm ²
1	IPE 600	122	600	220	12	19	24	514	92080	3390	24.3	4.65	3070	308	1760	156	166
2	IPE 550	106	550	210	11.1	17.2	24	467	67120	2670	22.3	4.65	2440	254	1390	134	124
3	IPE 500	90.7	500	200	10.2	16	21	426	48200	2140	20.4	4.31	1930	214	1100	116	89.6
4	IPE 450	77.6	450	190	9.4	14.6	21	378	33740	1680	18.5	4.12	1500	176	851	98.8	67.2
5	IPE 400	66.3	400	180	8.6	13.5	21	331	23130	1320	16.5	3.95	1160	146	654	84.5	51.3
6	IPE 360	57.1	360	170	8	12.7	18	298	16270	1040	15	3.79	904	123	510	72.7	37.5
7	IPE 330	49.1	330	160	7.5	11.5	18	271	11770	788	13.7	3.55	713	98.5	402	62.6	28.3
8	IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	248	8360	604	12.5	3.35	557	80.5	314	53.8	20.2
9	IPE 270	36.1	270	135	6.6	10.2	15	219	5790	420	11.2	3.02	429	62.2	242	45.9	16
10	IPE 240	30.7	240	120	6.2	9.8	15	190	3890	284	9.97	2.69	324	47.3	183	39.1	12.9
11	IPE 220	26.2	220	110	5.9	9.2	12	177	2770	205	9.11	2.48	252	37.3	143	33.4	9.1
12	IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	12	159	1940	142	8.26	2.24	194	28.5	110	28.5	7.01
13	IPE 180	18.8	180	91	5.3	8	9	146	1320	101	7.42	2.05	146	22.2	83.2	23.9	4.81
14	IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	9	127	869	68.3	6.58	1.84	109	16.7	61.9	20.1	3.62
15	IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	112	541	44.9	5.74	1.65	77.3	12.3	44.2	16.4	2.45
16	IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	93	318	27.7	4.9	1.45	53	8.65	30.4	13.2	1.74
17	IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	74	171	15.9	4.07	1.24	34.2	5.79	19.7	10.3	1.21
18	IPE 80	6	80	46	3.8	5.2	5	59	80.1	8.49	3.24	1.05	20	3.69	11.6	7.64	0.7
1	IPBv1000	349	1008	302	21	40	30	868	722300	18460	40.3	6.45	14330	1220	8280	444	1700
2	IPBv900	333	910	302	21	40	30	770	570400	18450	36.7	6.6	12540	1220	7220	424	1670
3	IPBv800	317	814	303	21	40	30	674	442600	18630	33.1	6.79	10870	1230	6240	404	1650
4	IPBv700	301	716	304	21	40	27	582	329300	18800	29.3	7.01	9200	1240	5270	383	1590
5	IPBv650	293	668	305	21	40	27	534	281700	18980	27.5	7.13	8430	1240	4830	374	1580
6	IPBv600	285	620	305	21	40	27	486	237400	18980	25.6	7.22	7660	1240	4390	364	1570
7	IPBv550	278	572	306	21	40	27	438	198000	19160	23.6	7.35	6920	1250	3970	354	1560
8	IPBv500	270	524	306	21	40	27	390	161900	19150	21.7	7.46	6180	1250	3550	344	1540
9	IPBv450	263	478	307	21	40	27	344	131500	19340	19.8	7.59	5500	1260	3170	335	1530
10	IPBv400	256	432	307	21	40	27	298	104100	19340	17.9	7.7	4820	1260	2790	326	1520
11	IPBv360	250	395	308	21	40	27	261	84870	19520	16.3	7.83	4300	1270	2490	319	1510
12	IPBv340	248	377	309	21	40	27	243	76370	19710	15.6	7.9	4050	1280	2360	316	1510
13	IPBv320	245	359	309	21	40	27	225	68130	19710	14.8	7.95	3800	1280	2220	312	1500
14	IPBv300	233	340	310	21	39	27	208	59200	19400	14	8	3480	1250	2040	303	1410
15	IPBv280	189	310	288	18.5	33	24	196	39550	13160	12.8	7.4	2550	914	1480	240	809
16	IPBv260	172	290	268	18	32.5	24	177	31310	10450	11.9	6.9	2160	780	1260	220	721
17	IPBv240	157	270	248	18	32	21	164	24290	8150	11	6.39	1800	657	1060	200	629
18	IPBv220	117	240	226	15.5	26	18	152	14600	5010	9.89	5.79	1220	444	710	149	316
19	IPBv200	103	220	206	15	25	18	134	10640	3650	9	5.27	967	354	568	131	260
20	IPBv180	88.9	200	186	14.5	24	15	122	7480	2580	8.13	4.77	748	277	442	113	204
21	IPBv160	76.2	180	166	14	23	15	104	5100	1760	7.25	4.26	566	212	337	97.1	163
22	IPBv140	63.2	160	146	13	22	12	92	3290	1140	6.39	3.77	411	157	247	80.6	120
23	IPBv120	52.1	140	126	12.5	21	12	74	2020	703	5.51	3.25	288	112	175	66.4	91.9
24	IPBv100	41.8	120	106	12	20	12	56	1140	399	4.63	2.74	190	75.3	118	53.2	68.4

Tablo 5.1 IPE ve IPBv KESİTLERİ HAVUZU

Harmoni arama yöntemi ilk olarak birinci grup için 4 sıra numarası ve ikinci grup için 10 sıra numarasını rastgele seçmiştir. Bunun anlamı çerçevenin kirişi için Tablo 5.1 de IPE kesitlerinden dördüncü sıradakini yani IPE 450 ve ikinci grup yani kolonlar için IPBv 400 kesitini kullanılması demektir. Bu kesitlerle çerçevenin şekil 5.1 de gösterilen yükler altında analizi yapılarak deplasmanların ve TS 648 deki diğer sınırlayıcıların sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Sınırlayıcıların tümü sağlanmıyorsa bu seçim atılır, sağlanıyorsa seçilen bu kesitler uygun çözüm olur ve harmoni bellek matrisine yerleştirilir. Daha sonra harmoni arama yöntemi harmoni bellek matrisini dolduruncaya kadar bu şekilde seçimler yamaya devam eder. Elde edilen uygun çözümler en hafiften ağıra doğru harmoni bellek matrisinde sıralanır. Göz önüne alınan örnekte 40 iterasyon sonra harmoni bellek matrisi aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

Sıra Numarası	Grup 1	Grup 2	Ağırlık (kg)
1	4	14	2252.0
2	4	10	2436.0
3	2	13	2490.0
4	2	10	2678.0
5	3	5	2797.5
6	1	6	2890.0
7	6	2	2949.5
8	1	5	2954.0
9	5	1	3123.5
10	4	1	3180.0

Tablo 5.2 16 iterasyon sonra harmoni bellek matrisi

Bu matrisin ilk satırındaki sıra numaraları 4 ve 14 dür. Buda harmoni arama yöntemini 16. iterasyonda kiriş için IPE 450 ve kolonlar için IPBv300 profil kesitlerini seçerek en hafif çelik çerçeveyi elde etmektedir. Bu kesitlerle yapılan analiz sonucu kiriş ve kolonlar için dayanım oranları sırası ile 0.39, 0.11 ve 0.19 olup 1 üst sınırından bir hayli uzaktır. Deplasmanlarda üst sınırlarında bir hayli küçüktür. Bu da seçilen bu kesit ikilisinin optimum çözümü temsil etmediği ve harmoni arama yönteminin iterasyonlara devam etmesi gerektiğini göstermektedir. İterasyonlar esnasında harmoni arama yöntemi harmoni bellek matrisindeki çözüm vektörlerinden daha hafif çerçeve üreten bir çözüm vektörü bulursa onu harmoni bellek matrisine koyar ve oradaki en ağır olan çözüm vektörünü dışarı çıkarır. 1168 iterasyon sonraki harmoni bellek matrisi Tablo 5.3 de gösterilmiştir. Bu matrisin ilk satırındaki sayılar 5 ile 18 dir. Buradan kiriş için IPE 400 ve kolonlar için IPBv 220 kesitlerinin seçildiği anlaşılır. Bu kesitler kullanılarak yapılan çerçeve analizi yanal deplasman oranını 0.89 ve kirişin dayanım oranı 0.99 çıkmıştır. Buda dayanım sınırlamasının üst limitine ulaştığını göstermektedir. Bunun anlamı optimum boyutlandırma probleminde dayanım sınırları hakim olduğudur. Bundan sonra harmoni arama yöntemi her ne kadar 5000 iterasyona kadar devam ettirilmiş ise de bu çözüm değişmemiştir. Böylece bu çözüm optimum çözüm olarak alınmıştır.

Sıra Numarası	Grup 1	Grup 2	Ağırlık (kg)
1	5	18	1267.5
2	4	18	1324.0
3	3	18	1389.5
4	2	18	1466.0
5	1	18	1546.0
6	4	17	1644.0
7	3	17	1709.5
8	2	17	1786.0
9	1	17	1866.0
10	4	15	1900.0

Tablo 5.3 1168 iterasyon sonra harmoni bellek matrisi

Buna göre bir katlı ve bir açıklıklı çelik çerçevenin şekil 5.1 de gösterilen yükler altında TS 648 şartnamesine göre optimum boyutlandırılması yapıldığında kiriş için IPE 400 ve kolonlar için IPBv 220 profillerinin seçilmesi sonucu bulunmuş olur. Bu yapıldığında da çerçevenin ağırlığı 1267.5 kg olmaktadır. Tablo 5.4 incelendiğinde çerçevenin boyutlandırma probleminde dayanım sınırlayıcılarının hakim olduğu anlaşılmaktadır. Optimum çerçevede yanal deplasman 1.19cm olup üst sınır olan 1.33cm den küçük çıkmasına karşın maksimum dayanım oranı kiriş için 0.99 değerine ulaşmaktadır.

Optimum Profil Kesitleri		δ_{\max} (mm)	Danayım Oranlarının Maksimum Değeri	Minimum Ağırlık (kg)
Grup 1 (Kiriş)	Grup 2 (Kolon)			
IPE 400	IPBv 220	11.9	0.99	1267.5

Tablo 5.4 Bir katlı ve bir açıklıklı basit çelik çerçevenin optimum

5.4 DÜZLEM ÇELİK ÇERÇEVELERİN BS 5950 İNGİLİZ ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMA PROBLEMİNİN MATEMATİK MODELİ

Düzlem çelik çerçevelerin optimum boyutlandırma problemi BS 5950 (British Standards, BS 5950, 2000) İngiliz şartnamesine göre formüle edilirse aşağıdaki matematik model elde edilir (SAKA M.P., 2007).

$$\text{Minimize} = \sum_{r=1}^{ng} m_r \sum_{s=1}^{t_r} \ell_s \quad (5.19)$$

subject to

$$(\delta_j - \delta_{j-1}) / h_j \leq \delta_{ju} \quad j = 1, \dots, ns \quad (5.20)$$

$$\delta_i \leq \delta_{iu} \quad i = 1, \dots, nd \quad (5.21)$$

$$\frac{F_k}{A_{gk} P_y} + \frac{M_{xk}}{M_{cxk}} \leq 1 \quad (5.22)$$

or

$$k = 1, \dots, nc$$

$$\frac{F_k}{A_{gk} P_{ck}} + \frac{m_k M_{xk}}{M_{bk}} \leq 1 \quad (5.23)$$

$$M_{xn} \leq M_{cxn} \quad n = 1, \dots, nb \quad (5.24)$$

$$B_{sc} \leq B_{sb} \quad s = 1, \dots, nu \quad (5.25)$$

$$D_s \leq D_{s-1} \quad (5.26)$$

$$m_s \leq m_{s-1} \quad (5.27)$$

Burada denklem (5.19) çerçevenin ağırlığını tanımlamaktadır. m_r , r çubuk grubu için standart çelik profilleri tablosundan seçilen profilin birim boyunun ağırlığıdır. t_r , grup r deki toplam çubuk sayısını ve ng de çerçevedeki toplam grup sayısını göstermektedir. ℓ_s ise r grubuna ait s çubuğunun boyunun uzunluğudur.

(5.20) eşitsizliği çok katlı çerçevenin katlarının göreceli yanal deplasman sınırlayıcılarını temsil etmektedir. δ_j ve δ_{j-1} iki birbirini izleyen katın yanal deplasmanlarıdır ve h_j bu katın yüksekliğidir. ns çerçevedeki toplam katsayısıdır. (5.21) eşitsizliği kirişlerin deplasmanlarına uygulanması gereken, katlar arası göreceli yanal deplasman sınırlayıcıları dışındaki kısıtları temsil etmektedir. nd çerçevede bu tür sınırlayıcıların toplam sayısıdır. δ_{ju} izin verilen yanal deplasman değeridir. BS 5950 İngiliz şartnamesi faktörle arttırılmamış hareketli yükler ve rüzgar yükü için kolonların yatay deplasmanlarını birden çok kata sahip bir çerçevenin her katında kolon yüksekliği/300 olarak sınırlandırmıştır. δ_{iu} ise kirişlerin deplasmanlarına uygulanan üst sınır olup kirişlerin alçılı kaplama veya kırılğan döşeme türü bir kaplama taşımaları durumunda kiriş açıklığı/300 değerine sahiptir.

(5.22) eşitsizliği eğilmeye ve aksenal kuvvete maruz çubukların yerel taşıma gücünü tanımlayan sınırlayıcıdır. F_k ve M_{xk} lar sırasıyla k kirişinin kritik kesitindeki ana eksen etrafında uygulanan aksenal yük ve eğilme momentidir. A_{gk} kesitin brüt alanı ve p_y is çeliğin akma gerilmesidir. M_{cx} kesitin ana eksen etrafındaki moment kapasitesidir. nc ise çerçevedeki bu tür çubukların toplam sayısıdır.

(5.23) eşitsizliği aksenal kuvvet ve eğilme momentine maruz çubuklar için basitleştirilmiş genel burkulma kontrolünü yapan sınırlayıcıdır. m denk üniform moment faktörü olup değerleri BS 5950 İngiliz şartnamesindeki Tablo 18 de verilmiştir M_{bk} , k çubuğunun burkulma dayanım momenti olup hesap şekli adı geçen şartnamenin 4.3.7 numaralı maddesinde verilmiştir. p_{ck} basınç dayanım gerilmesi olup BS 5950 İngiliz şartnamesinin C.1 numaralı ekindeki kuadratik Perry-Robertson formülünün çözümünden elde edilir. Basınç çubuğunun burkulma gerilmesinin hesabında çubuğun etkili burkulma boyunun gerekeceği açıktır. Bu hesap kaynak (W. McGuire, 1968) de verilen Jackson ve Moreland monograflarını kullanarak otomatikleştirebilir. Yanal deplasman yapabilen çerçevelerde herhangi bir kolonun efektif boyunu veren ifade aşağıdaki gibidir.

$$\frac{(\gamma_1\gamma_2)(\pi/k)^2 - 36}{6(\gamma_1 + \gamma_2)} = \frac{\pi/k}{\tan(\pi/k)} \quad (5.28)$$

Burada k efektif boy faktörü ve γ_1 ve γ_2 aşağıda verildiği gibi basınç çubuğunun göreceli rijitlik oranlarıdır.

$$\gamma_1 = \frac{\sum I_{c1} / \ell_{c1}}{\sum I_{b1} / \ell_{b1}} \quad \text{ve} \quad \gamma_2 = \frac{\sum I_{c2} / \ell_{c2}}{\sum I_{b2} / \ell_{b2}} \quad (5.29)$$

c ve b indisleri basınca maruz kolon ile bunun deplasmanını engellemeye çalışan çubukları ve 1 ve 2 indisleri ise tahkik edilen kolonun iki ucunu göstermektedir. Lineer olmayan (5.28) denkleminin çözümü tahkik edilen kolonun efektif boy faktörünü verir. (5.28) denklemi yanal ötelemesi tutulmuş çerçeveler için aşağıdaki gibidir.

$$\frac{\gamma_1 \gamma_2}{4} \left(\frac{\pi}{k} \right)^2 + \left(\frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} \right) \left(1 - \frac{\pi/k}{\tan(\pi/k)} \right) + \frac{2 \tan(\pi/2k)}{\pi/k} = 1 \quad (5.30)$$

(5.24) eşitsizliği çerçevedeki her kirişin dış yüklerden doğan momentleri taşıyacak moment kapasitesine sahip olmasını sağlar. Moment kapasitelerinin hesabında çerçevedeki döşemelerin kirişlerin yanal burkulmasına mani olacak rijitliğe sahip oldukları kabulü yapılmıştır.

(5.25) eşitsizliği herhangi bir s katındaki kolon-kiriş birleşimindeki kiriş için seçilen profilin başlık genişliğinin kolon için seçilen profilin başlık genişliğine eşit veya daha küçük olmasını sağlar.

(5.26) ve (5.27) eşitsizlikleri de herhangi bir s katında üstteki kolon için seçilen profilin yüksekliğinin ve birim boy ağırlığının, alttaki kolon için seçilen profilin yüksekliğine ve birim boy ağırlığına eşit veya daha az olmasını sağlamak için matematik modele dahil edilmiş sınırlayıcılardır. nu ise bu tür sınırlayıcıların toplam sayısıdır.

5.5 DÜZLEM ÇELİK ÇERÇEVELERİN LRFD-AISC AMERİKAN ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMA PROBLEMİNİN MATEMATİK MODELİ

Düzlem çelik çerçevelerin optimum boyutlandırma problemi LRFD-AISC (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) Amerikan şartnamesine göre formüle edilirse aşağıdaki matematik model elde edilir. (SAKA M.P., 2007)

Minimumu bulunacak fonksiyon:

$$W = \sum_{r=1}^{ng} m_r \sum_{s=1}^{t_r} \ell_s \quad (5.31)$$

Sınırlayıcılar

$$(\delta_j - \delta_{j-1}) / h_j \leq \delta_{ju} \quad j = 1, \dots, ns \quad (5.32)$$

$$\delta_i \leq \delta_{iu} \quad i = 1, \dots, nd \quad (5.33)$$

$$\frac{P_{uk}}{\phi P_{nk}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uxk}}{\phi_b M_{nxk}} \right) \leq 1 \quad \text{for} \quad \frac{P_{uk}}{\phi P_{nk}} \geq 0.2 \quad (5.34)$$

$$\frac{P_{uk}}{2\phi P_{nk}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uxk}}{\phi_b M_{nxk}} \right) \leq 1 \quad \text{for} \quad \frac{P_{uk}}{\phi P_{nk}} < 0.2 \quad k = 1, \dots, nc \quad (5.35)$$

$$M_{uxt} \leq \phi_b M_{nxt} \quad t = 1, \dots, nb \quad (5.36)$$

$$B_{sc} \leq B_{sb} \quad s = 1, \dots, nu \quad (5.37)$$

$$D_s \leq D_{s-1} \quad (5.38)$$

$$m_s \leq m_{s-1} \quad (5.39)$$

Burada denklem (5.31) , (5.32) ve (5.32) deki notasyonlar bir önceki bölümde açıklandığı gibidir. (5.34) ve (5.35) eşitsizlikleri aksel kuvvet ve eğilme momentine maruz ve her iki eksene göre veya tek eksene göre simetrik kesitler için dayanım sınırlayıcılarını temsil etmektedir. Eğer aksel kuvvet çekme kuvveti ise bu ifadelerdeki terimler aşağıdaki anlamı taşırlar: P_{uk} gerekli aksel çekme dayanımı, P_{nk} nominal çekme dayanımı, ϕ çekme durumunda ϕ_t olur ve dayanım azaltma katsayısı olarak adlandırılır. Bu katsayının değeri brüt kesitteki akma için 0,90 ve net kesitteki çatlama için 0,75 dir. ϕ_b ise eğilme için dayanım azaltma katsayısıdır ve değeri şartnamede 0,90 olarak verilmiştir. M_{uxk} ve M_{uyk} k çubuğunun birincil ve ikincil eksenleri etrafında gereken eğilme dayanımları, M_{nxk} ve M_{nyk} ler ise nominal eğilme dayanımlarıdır. Şartnamede çubuğun gereken eğilme dayanımlarının hesabında ikinci mertebeden etkilerinin de göz önüne alınmasının gerektiği belirtilmektedir. Bunun için LRFD nin C1 ekinde yaklaşık bir yöntem önerilmektedir. Bu yöntem bölüm 4 de detaylı olarak açıklanmıştır. K çubuğundaki aksel kuvvetin basınç olması durumunda (5.34) ve (5.35) deki terimler aşağıdaki gibi tanımlanırlar: P_{uk} gereken basınç dayanımı, P_{nk} nominal basınç dayanımı, ve dayanım azaltma katsayısı ϕ , ϕ_c olur ve şartnamede değeri 0.85 olarak verilmektedir. (5.35) ve (5.36) eşitsizliklerindeki geri kalan notasyonlar yukarıda açıklandığı gibidir.

k çubuğunun nominal çekme dayanımı brüt kesitte akma oluşması durumu için aşağıdaki gibi hesaplanır. $P_{nk} = F_y A_{gk}$ burada F_y çelik malzemenin akma gerilmesi ve A_{gk} k çubuğunun brüt alanıdır. k çubuğunun nominal basınç dayanımı ise $P_{nk} = A_{gk} F_{cr}$ formülünden

hesaplanır. Burada F_{cr} nin hesabı $\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$ formülünden hesaplanan λ_c ye bağlıdır.

$\lambda_c \leq 1.5$ için $F_{cr} = \left(0.658 \lambda_c^2\right) F_y$ ve $\lambda_c > 1.5$ için $F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) F_y$ dir. Bu formüllerde E

elastisite modülü, K ve l sırasıyla k çubuğunun efektif boy katsayısı ile yanal olarak tutulmamış boyunu göstermektedir.

(5.37) eşitsizliği kirişler için LRFD-F2 verilen dayanım gereksinimini temsil etmektedir. Burada M_{uxt} and M_{nxt} sırasıyla t kirişinin birincil eksenine göre gereken ve nominal eğilme momentlerini göstermektedir. ϕ_b ise eğilme dayanımı azaltma katsayısı olup şartnamede değeri 0.90 olarak verilmektedir. M_{nxt} , t kirişinin M_p plastik moment dayanımı olup, ZF_y olarak hesaplanmaktadır. Burada Z çubuk kesitinin plastik modülü ve F_y yanal olarak desteklenmiş kompakt kesitler için belirlenmiş minimum akma gerilmesidir. Kısmen kompakt olan kirişler için M_{nxb} nin hesabı LRFD'nin F ekinde verilmiştir.

(5.37), (5.38) ve (5.39) eşitsizliklerindeki notasyonlar, (5.25), (5.26) ve (5.27) eşitsizliklerindekiyle aynıdır.

5.6 DÜZLEM ÇELİK ÇERÇEVELERİN ASD-AISC AMERİKAN ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMA PROBLEMİNİN MATEMATİK MODELİ

Düzlem çelik çerçevelerin optimum boyutlandırma problemi emniyet gerilmesi esasına dayanan ASD-AISC (Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design, 9th edition, 1989) Amerikan şartnamesine göre formüle edilirse aşağıdaki matematik model elde edilir. (SAKA M.P., 2007)

Minimumu bulunacak fonksiyon:

$$W = \sum_{r=1}^{ng} m_r \sum_{s=1}^{t_r} \ell_s \quad (5.40)$$

Sınırlayıcılar

$$(\delta_j - \delta_{j-1}) / h_j \leq \delta_{ju} \quad j = 1, \dots, ns \quad (5.41)$$

$$\delta_i \leq \delta_{iu} \quad i = 1, \dots, nd \quad (5.42)$$

$$\frac{f_{ak}}{F_t} + \frac{f_{bkk}}{F_{bkk}} \leq 1 \quad k = 1, \dots, nt \quad (5.43)$$

$$\frac{f_{al}}{F_{al}} + \frac{C_{mxl} f_{bxl}}{\left(1 - \frac{f_{al}}{F'_{exl}}\right) F_{bxl}} \leq 1 \quad \text{for} \quad \frac{f_{al}}{F_{al}} > 0.15 \quad (5.44)$$

$$\frac{f_{al}}{0.6F_y} + \frac{f_{bxl}}{F_{bxl}} \leq 1 \quad \text{for} \quad \frac{f_{al}}{F_{al}} > 0.15 \quad (5.45)$$

$$\frac{f_{al}}{F_y} + \frac{f_{bxl}}{F_{bxl}} \leq 1 \quad \text{for} \quad \frac{f_{al}}{F_{al}} \leq 0.15 \quad l = 1, \dots, nc \quad (5.46)$$

$$B_{sc} \leq B_{sb} \quad s = 1, \dots, nu \quad (5.47)$$

$$D_s \leq D_{s-1} \quad (5.48)$$

$$m_s \leq m_{s-1} \quad (5.49)$$

Burada (5.40), (5.41) ve (5.42) deki notasyonlar (5.31), (5.32) ve (5.33) açıklananların aynıdır. (5.43) eşitsizliği aksel kuvvete ve kesitin birincil x-ekseni etrafında eğilme momentine maruz k çubuğuna ait gerilme sınırlamasını temsil etmektedir. f_{ak} k çubuğunda

hesaplanmış aksenal çekme gerilmesi ve F_t , $0.6F_y$ olarak hesaplanan izin verilen çekme emniyet gerilmesidir. f_{bxx} ve F_{bxx} lar sırasıyla k çubuğunun birincil akseni etrafında hesaplanan ve izin verilen eğilme gerilmeleridir.

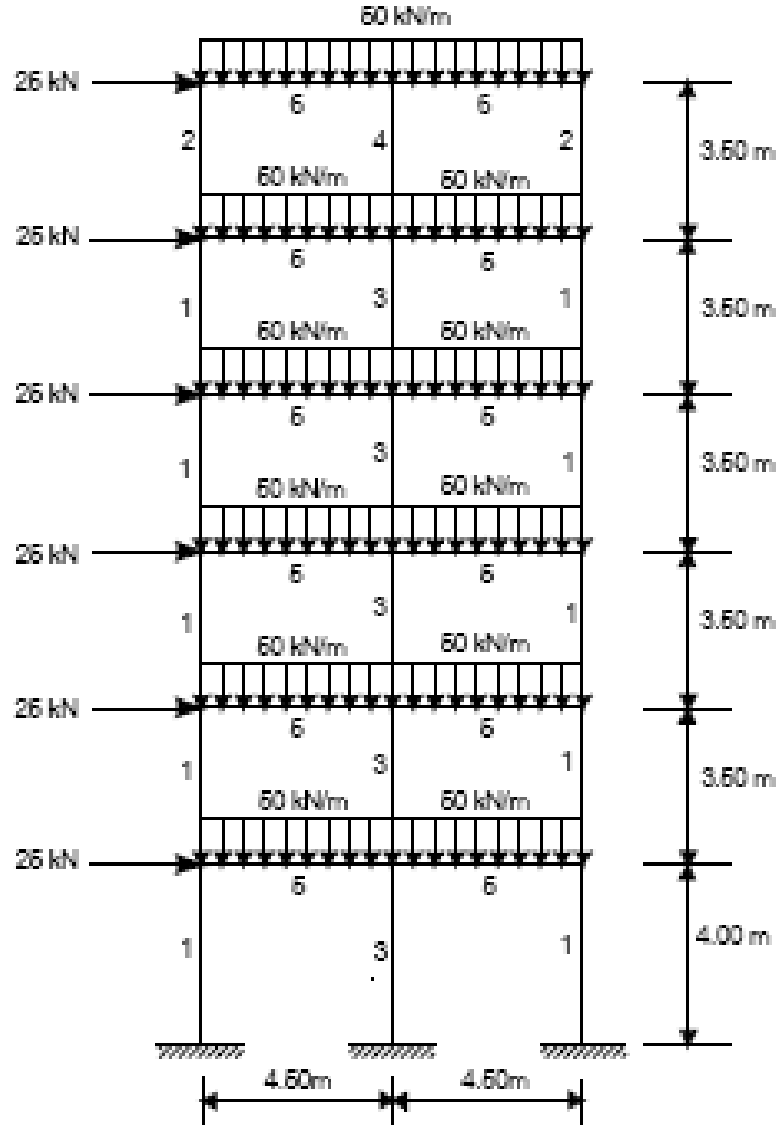
(5.44), (5.45) ve (5.46) eşitsizlikleri aksenal basınç kuvvetine ve çubuk kesitinin x-akseni etrafında eğilme momentine maruz l çubuğuna ait bileşik gerilme sınırlayıcılarıdır. $f_{al} / F_{al} \leq 0.15$ olduğunda, (5.45) yerine (5.46) eşitsizliği kullanılması gerekmektedir. f_{al} , l çubuğundaki aksenal basınç kuvveti ve F_{al} ise çubuğa yalnız aksenal kuvvet etkiğinde izin verilen aksenal basınç gerilmesidir. f_{bxl} , l çubuğunda hesaplanan maksimum eğilme gerilmesi ve F_{bxl} ise l çubuğuna birincil x-akseni etrafında yalnız eğilme momenti etki ettirildiğinde izin verilen basınç emniyet gerilmesidir. F'_{exl} çubuğun birincil akseni etrafındaki Euler gerilmesinin emniyet katsayısına bölünmüş değeridir. C_m yanal deplasman yapabilen çerçevelerdeki basınç çubukları için değeri şartnamece 0.85 olarak verilen bir katsayıdır. Geri kalan (5.47), (5.48) ve (5.49) eşitsizliklerindeki notasyonlar (5.37), (5.38) ve (5.39) da açıklanan notasyonların aynıdır.

5.7 SAYISAL ÖRNEKLER

Önceki bölümde ayrıntılı uygulama bilgisi verilen harmoni arama algoritmasını kullanan optimum boyutlandırma yöntemi ile pratikte karşılaşılabilecek iki çelik çerçevenin optimum boyutlandırılması yapılmıştır. Altı katlı ve iki açıklıklı çerçevenin optimum boyutlandırılması TS648 ve BS 5950 İngiliz şartnamesine göre yapılmış ve bulunan sonuçlar birbiri ile karşılaştırılmıştır. Yapılan optimum boyutlandırmada her şartnamenin kendi profil tablosu kullanılmıştır. Bunun için BS 5950 şartnamesine göre optimum boyutlandırma yapılırken kirişler için 914□419□254 ile 254□102□28 arasındaki 64 adet UB profili ile 356□406□634 ile 152□152□23 arasındaki 32 UC profili seçilmiştir. Program İngiliz şartnamesine göre optimum boyutlandırma yaparken kirişler ve kolonlar için toplam 96 profilden oluşan bu havuzdan seçim yapmıştır. LRFD-AISC ve ASD-AISC şartnamelerine göre yapılan optimum boyutlandırmada da bu şartnamelerde verilen W100x19.3 ile W1100x499mm arasındaki 272 adet geniş başlıklı W profilleri kullanılmıştır. Her şartname için elde edilen optimum tasarımlar birbirleri ile karşılaştırılmıştır.

5.7.1 Altı katlı ve iki açıklıklı çerçeve

İlk örnek olarak şekil 5.2 de gösterilen altı katlı ve iki açıklıklı çelik çerçeve göz önüne alınmıştır. Çerçeve 30 çubuktan oluşmakta olup bu çubuklar şekil 5.2 de gösterildiği gibi 6 grupta toplanmıştır. Katlar arası yanal deplasman sınırı 1.17 cm ve en üst katın yanal deplasman sınırı ise 7.17cm olarak belirlenmiştir. Elastisite modülü ise TS 648 de verildiği gibi 21000 kgf/cm² olarak alınmıştır.



Şekil 5.2 Altı katlı iki açıklıklı çelik çerçeve

Grup No	Çubuk Tipi	Harmoni Arama Algoritması	Harmoni Arama Algoritması
		TS 648	BS 5950
1	Kolon	IPBv 400	203×203×60 UC
2	Kolon	IPBv 160	152×152×30 UC
3	Kolon	IPBv 240	356×368×129 UC
4	Kolon	IPBv 120	152×152×30 UC
5	Kiriş	IPE 450	457×191×67 UB
6	Kiriş	IPE 360	305×102×33 UB
Minimum Ağırlık (kg)		16764	8112

Tablo 5.5 Altı katlı iki açıklıklı çelik çerçevenin optimum profil kesitleri

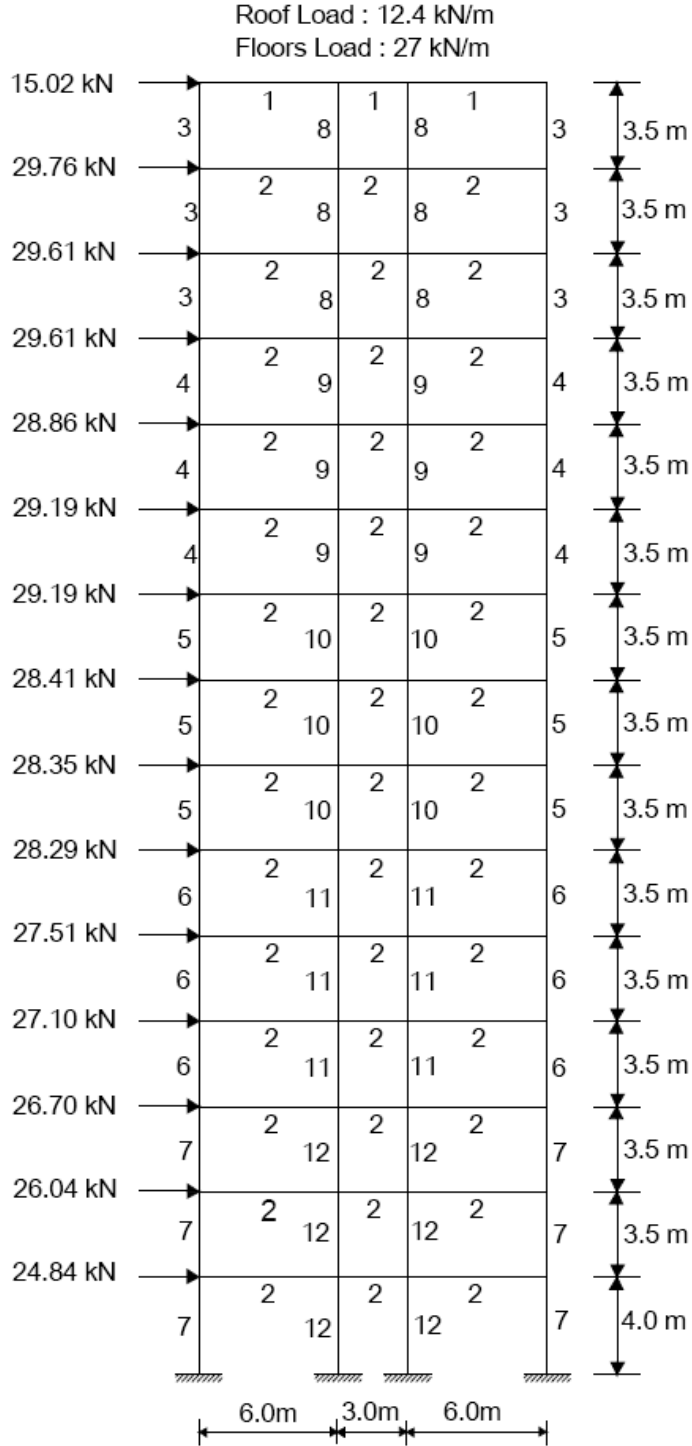
Geliştirilen optimum boyutlandırma yöntemi ile çerçevedeki çubuk grupları için elde edilen optimum profil kesitleri Tablo 5.5 de verilmiştir. Bu boyutlandırma 10000 iterasyon sonra elde edilmiş ve çerçevenin minimum ağırlığı 16764kg olarak bulunmuştur. Optimum çerçevede katlar arası göreceli yanal deplasmanlar ile en üst katın yanal deplasmanı üst sınırlarından küçük olmasına karşın dayanım sınırlayıcı oranları 1 üst sınırına yakın çıkmıştır. Bu da boyutlandırma probleminde dayanım sınırlayıcılarının etkin olduğunu gösterir. Nitekim çerçevenin en üst katın yanal deplasmanı göz önüne alınan yükleme altında 2.34cm olup üst sınır değeri olan 7.17cm nin 1/3 ü mertebesindedir. Öte yandan 22 numaralı çubuktaki dayanım sınırlayıcısı değeri 0.98 olup 1 üst sınırına çok yakındır. 22 numaralı çubuk ikinci katın ikinci açıklığındaki kiriştir. Aynı çerçeve İngiliz Çelik yapıları Boyutlandırma Şartnamesine (British Standards, BS5950, 2000) göre ve İngiliz profil listesi kullanılarak da boyutlandırılmıştır. Karşılaştırma yapmak amacı ile elde edilen sonuçlar Tablo 5.5 de verilmiştir. Tablodan görüldüğü gibi BS 5950 ye göre elde edilen çözüm TS 648 e göre bulunandan %48 daha hafiftir. Bunun iki sebebi vardır. Birincisi, BS 5950 çelik yapıların boyutlandırılmasını taşıma gücü yöntemine göre yapmaktadır ve çubuklar akma sınırına kadar yüklenebilmektedir. Oysa TS 648 plastikleşmeye izin vermeyen elastik davranışı göz önüne almaktadır. Taşıma gücü yönteminde gerilmeler 2400kgf/cm^2 kadar çıkabilirken elastik davranışı göz önüne alan davranışta 1440kgf/cm^2 sınırı üst sınır olarak alınmaktadır. Öte yandan BS 5950 de kirişler için 64 adet profil kesiti (UB: Universal beam section) ve kolonlar için 32 adet profil kesiti (UC: Universal column section) mevcuttur. Oysa TS 648 de kirişler için 18, kolonlar için ise 24 profil kesiti mevcuttur. Dolayısı ile çok daha küçük bir kümeden yapılan seçimin sonucunun, daha büyük bir kümeden yapılan seçimin sonucundan daha iyi olmaması beklenmesi gereken bir durumdur. Bu durumun giderilmesi için ülkemiz çelik yapılar şartnamesinin gelişmiş ülkelerde kullanılan taşıma gücü yöntemine göre yenilenmesi gereklidir.

5.7.2 Onbeş katlı ve üç açıklıklı çerçeve

İkinci örnek olarak şekil 5.3 de gösterilen onbeş katlı ve üç açıklıklı çelik çerçevenin TS 648 e göre optimum boyutlandırılması göz önüne alınmıştır. Çerçevenin geometrisi, boyutları ve yükleme durumu şekilde gösterilmiştir. Çerçevenin çatı katındaki kirişleri 12.4 kN/m lik üniform yayılı ölü yüke ve her kattaki kirişleri de 27 kN/m lik üniform yayılı ölü yüke maruzdur. Yanal yükleme rüzgar yüklemesi olarak alınmış ve 6m çerçeve aralığı ve 45m/s lik rüzgar hızına göre hesaplanmıştır. Elastisite modülü TS 648 de verildiği gibi 20618.20kN/cm^2 olarak alınmıştır. Çerçeve 105 çubuk olup bunlar 12 farklı grupta toplanmıştır. Her üç kattaki kolon kesitleri aynı tutulmuştur. Ara katlardaki kirişler aynı grupta ve çatı katındaki kirişler ise diğer bir guruba dahil edilmiştir. İzin verilen katlar arası rölatif deplasman 1.17cm ve en üst katın yanal deplasmanının üst sınırı 17.67cm olarak alınmıştır.

Çerçevedeki gruplar için elde edilen optimum profil kesitleri Tablo 5.6 da verilmiştir. Bu sonuç 15000 iterasyonda elde edilmiştir. Çerçevenin minimum ağırlığı 54648kg olarak bulunmuştur. Optimum çerçevede katlar arası rölatif deplasman sınırlayıcıları üst sınırlarından küçük ve en üst katın yanal deplasmanı da 9.52cm dir. Bu deplasmanın üst sınırının 17.67cm olduğu göz önüne alınırsa çerçevede deplasman sınırlayıcılarının etkin olmadığı anlaşılır. Buna karşılık 40 numaralı çubukta (10 uncu kattaki iç kolon) dayanım sınırlayıcısının değeri 0.99 dur. Bu sınırlayıcının üst değerinin 1 olduğu hatırlanırsa boyutlandırma probleminde dayanım sınırlayıcılarının etkin olduğu anlaşılır. Çubuklarda oluşan gerilmeler emniyet gerilmesi değerlerine ulaşmakta ve çerçevenin daha fazla yanal

deplasman yapması mümkün olmamaktadır. Aynı çerçevenin aynı yükleme altında kaynak (British Standards, BS5950, 2000) da İngiliz Çelik Yapılar



Şekil 5.3 Onbeş katlı, üç açıklıklı çelik çerçeve

Şartnamesine (BS 5950) göre ve İngiliz profil kesitlerini göz önüne alarak harmoni arama yöntemi ile optimum boyutlandırılması yapılmıştır. Burada bulunan sonuçlar Tablo 6 da verilmiştir. Tablodan görüldüğü gibi çerçevenin minimum ağırlığı 35723kg olarak bulunmuştur. Bu sonuç TS 648 ile bulunandan %65 daha hafiftir. Bunu sebebi önceki örnekte açıklandığı gibi TS 648 in elastik davranışa göre boyutlandırma yapması ve ülkemizdeki profil seçim listesinin sınırlı sayıda olmasıdır. Bu ve önceki örnekte gösterildiği gibi TS 648 şartnamesinin bir an önce taşıma gücü yöntemine göre güncelleştirilmesinin ülkemizdeki çelik yapı projelendirilmesinde çok miktarda çelik tasarrufu sağlayacağı açık olarak görülmektedir. Tablo 7 de aynı çerçevenin Amerikan Çelik Yapılar şartnamelerine göre elde edilmiş optimum profil kesitleri verilmiştir. Burada (Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, 1986) taşıma gücüne göre düzenlenmiş Amerikan Çelik yapılar şartnamesi ve (ASD-Allowable Stress Design) (Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design, 9th edition, 1989) ise elastik davranışı göz önüne alan emniyet gerilmesine göre boyutlandırmaya izin veren şartnamelerdir. Buna göre ASD ye göre yapılan optimum boyutlandırmanın TS 648'e göre elde edilen minimum ağırlığa yakın oluşu (%7.7 kadar farklı) yukarıda belirtilen nedenlerin doğruluğunun kanıtıdır. Buna ek olarak Amerikan geniş başlıklı profil listesinde 272 profil olup bu rakam hem TS 648 hem de BS 5950 dakilerden çok daha geniş bir kümeyi tasarımcının kullanımına sunmaktadır. Bunun etkisi olarak ASD yi kullanarak yapılan boyutlandırma TS 648 e göre %7.7 kadar çelik tasarrufu sağlamaktadır.

Grup No	Çubuk Türü	Harmoni arama Algoritması	Harmoni arama Algoritması
		TS 648	BS 5950
1	Kiriş	IPE 270	406×140×39 UB
2	Kiriş	IPE 500	457×191×67 UB
3	Kolon	IPBv 160	203×203×46 UC
4	Kolon	IPBv 220	203×203×60 UC
5	Kolon	IPBv 240	254×254×73 UC
6	Kolon	IPBv 300	305×305×97 UC
7	Kolon	IPBv 500	356×368×129 UC
8	Kolon	IPBv 140	203×203×52 UC
9	Kolon	IPBv 200	305×305×97 UC
10	Kolon	IPBv 240	356×368×129 UC
11	Kolon	IPBv 280	356×368×153 UC
12	Kolon	IPBv 550	356×368×153 UC
Minimum Ağırlık (kg)		54648	35723

Tablo 5.6 Onbeş katlı ve üç açıklıklı çerçevenin optimum profil kesitleri

Group No.	Çubuk Türü	Simulated Annealing		Genetik Algoritma	
		LRFD	ASD	LRFD	ASD
1	Kiriş	W 21×50	W 18×50	W 21×50	W 18×60
2	Kiriş	W 21×57	W 21×68	W 24×55	W 24×68
3	Kolon	W 10×33	W 8×48	W 10×39	W 10×54
4	Kolon	W 10×39	W 12×53	W 14×53	W 14×68
5	Kolon	W 12×53	W 12×72	W 14×53	W 16×67
6	Kolon	W 16×67	W 14×109	W 14×68	W 16×89
7	Kolon	W 24×104	W 21×132	W 24×117	W 24×131
8	Kolon	W 10×39	W 10×49	W 14×43	W 12×72
9	Kolon	W 14×48	W 10×60	W 14×48	W 16×67
10	Kolon	W 14×61	W 12×72	W 14×68	W 21×93
11	Kolon	W 14×99	W 14×120	W 14×109	W 21×111
12	Kolon	W 14×99	W 14×145	W 16×100	W 21×122
Minimum Ağırlık (kg)		39262	49677	40949	50415

Tablo 5.7 Onbeş katlı ve üç açıklıklı çerçeve için değişik stokastik arama yöntemleri ve değişik şartnamelere göre elde edilmiş optimum profil kesitleri

5.8 SONUÇLAR

Projemizin bu bölümünde çelik çerçeveleri TS 648 şartnamesindeki sınırlamaları göz önüne alarak optimum boyutlandırabilen bir algoritma geliştirilmiştir. Boyutlandırma problemi önce şartnamedeki sınırlayıcılar göz önüne alınarak programlama problemi olarak formüle edilmiştir. Daha sonra bu problemin çözümü harmoni arama algoritması ile elde edilmiştir. Geliştirilen yöntem pratikte karşılaşılabilecek sınırlamaları da kapsamakta ve piyasada var olan profil listesinden çerçevenin çubukları için gerekli olanları şartnamedeki sınırları sağlayacak ve çerçeve ağırlığı minimum olacak şekilde seçmektedir. Oldukça yeni bir stokastik arama yöntemi olan harmoni arama algoritmasının ayırık değişkenli bu tür programlama problemlerin çözümü için etkin bir yöntem olduğu bu çalışmada gösterilmiştir. TS 648 e göre optimum boyutlandırılan çerçevenin uluslararası nitelik kazanmış diğer çelik yapı şartnameleri ile yapılan ve literatürde yer alan optimum boyutlandırılması sonuçları karşılaştırılmıştır. TS 648 emniyet gerilmesi kavramına dayandırıldığı için çelik yapının elastik davranışını esas almaktadır. Bu sebeple de elde edilen optimum sonuçlar taşıma gücü kavramına dayanan ve çerçevenin sınır durumlara göre davranışını göz önüne alan İngiliz (BS 5950) ve Amerikan (LRFD) şartnamelerine göre bulunan optimum çerçevelerden çok daha ağır olmaktadır. Bu da TS 648 in taşıma gücü kavramına göre güncelleştirilmesinin ne kadar gerekli olduğunun açık bir kanıtıdır.

BÖLÜM 6

BETONARME ÇERÇEVELERİN HARMONİ TARAMA YÖNTEMİ İLE ACI 318-08 ve TS500 ŞARTNAMESİNE GÖRE OPTİMUM BOYUTLANDIRILMASI

6.1 Giriş :

Mühendislik tasarımlarında, gerekli dayanım, davranış ve benzeri özelliklerin elde edilmesinin yanında ekonomik tasarımlar üretmek mühendislerin başlıca görevleri arasındadır. Üretilen tasarımların ekonomik olması ülke kaynakları ve ekonomisi açısından büyük önem arz etmektedir. Bu nedenle optimizasyon yöntemlerinin geliştirilmesi ve mühendislik problemlerine uygulanması son yıllarda üzerinde sıkça çalışılan konular arasındaki yerini almıştır. İnşaat mühendisleri de bu eğilim ve gelişmelere yabancı kalmamış, optimizasyon yöntemlerinin geliştirilmesi ve mühendislik problemlerine uygulanmaları konusunda büyük katkılar sağlamışlardır. Özellikle çelik yapıların optimum tasarımları konusunda büyük ilerlemeler sağlanmıştır. Dünyanın bir çok ülkesinde betonarme yapı tipinin çelik yapılara göre daha çok tercih edilmesine rağmen optimizasyon yöntemlerinin betonarme yapılara uygulanması konusunda yapılan çalışmalar çelik yapılara göre sınırlı kalmıştır. Bu duruma betonarme kesitlerin detaylandırılmasındaki ve davranışındaki karmaşıklık ve çeşitliliğe ek olarak bu karmaşıklığın bilgisayar programlanmasına akatarılmasında karşılaşılan güçlükler neden olmaktadır. Buna ilaveten çelik yapıların optimum tasarımında maliyet direkt olarak yapı ağırlığıyla orantılı olmasına rağmen, betonarme yapılar için durum daha karmaşık bir hal almakta; beton, inşaat demiri, kalıp ve işçilik maliyetlerinin toplam maliyeti oluşturması nedeniyle optimizasyon probleminin amaç fonksiyonu olan maliyet fonksiyonu daha kompleks bir hal almakta ve problemin çözümü daha zor ve karmaşık hale gelmektedir. Ayrıca sınırlayıcı fonksiyonların tasarım değişkenlerine bağlı olarak ifade edilmesi sınırlayıcıları dinamik hale getirerek problemi ve kullanılan metodun işleyişini zorlaştırmaktadır. Betonarme elemanların ve yapıların optimum tasarımına yönelik yapılan çalışmalar incelendiğinde problemlerin karmaşıklığını azaltmak amacı ile donatı düzenlemesi gibi konularda bazı yaklaşımlar getirilmiştir. Birçok çalışmada problemleri daha küçük boyutlarda ele almak amacıyla elemanların yalnız eğilmeye göre analizi ve boyutlandırılması göz önünde bulundurulmuştur.

Bu çalışmada iki boyutlu betonarme çerçevelerin düşey yükler ve deprem yükleri altında stokastik optimizasyon yöntemlerinden olan Harmoni Arama Yöntemi kullanılarak optimum tasarımlarının elde edilmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla çerçevelerin statik analizini ve betonarme hesaplarını yapan bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Matris deplasman yöntemi kullanılarak geliştirilen program çerçevelerin düşey ve yatay yüklere göre statik analizini yapmaktadır. Bu programda deprem yükleri DBYBHY 2007 (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007) ye göre seçilen her çerçeve tasarımı için deprem yükleri hesaplanmakta ve bu düşey ve deprem yüklerinin etkilendiği tasarımın ACI 318-05 (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2005) ve TS500 (Betonarme Yapıların hesap ve Yapım Kuralları, 2000) şartnamelerine göre gerekli taşıma gücü hesapları yapılmaktadır. Bu şartnamelerden türetilen sınırlayıcılar bulunarak seçilen tasarımın gerekli şartları sağlayıp sağlamadığının kontrolü yapılmaktadır. Optimum tasarımların elde edilmesinde kullanılan bu programın içinde yer alan betonarme hesap esasları, deprem analizleri, optimizasyon probleminin modellenmesi ve sınırlayıcılar ilerleyen bölümlerde açıklanmıştır.

Bu çalışmada öncelikle betonarme çerçevelerin optimum tasarımına yönelik bilimsel araştırmalar incelenmiş ve bu araştırmalarda elde edilen kazanımlar ve tasarım yaklaşımları incelenerek bu rapora yansıtılmıştır. Literatürde öne çıkan mevcut çalışmalar takip eden kısımda incelenmeye çalışılmıştır.

Klasik optimizasyon yöntemlerinin ortaya çıktığı zamandan bu yana bazı araştırmacılar betonarme kesitlerin ve kirişlerin optimizasyonu üzerine çalışmalar yapmışlardır. Bu çalışmalar ilk zamanlarda kısıtlı imkanlar nedeni ile çok ayrıntılı problemler olmamakla

beraber son yıllardaki gelişmeler neticesinde daha ayrıntılı çalışmalar göze çarpmaya başlamıştır. Kolonların optimum tasarımı konusunda yapılan kapsamlı çalışmalar incelendiğinde göze çarpan iki çalışmanın (ZIELINSKY Z.A., 1995) ve (GOVINDARAJ V. ve diğerleri, 2007) tarafından yapıldığı görülür. (ZIELINSKY Z.A., 1995) kısa kolonları Kanada Betonarme Şartnamesine(CSA CAN3-A23.3-M84) göre lineer olmayan programlama yöntemini kullanarak optimize etmiştir. (ZIELINSKY Z.A., 1995) çalışmasında iki farklı iteratif prosedür uygulanmış , birinci adımda uygulanan yükler altında kesitin taşıma gücü elde edilirken ikinci adımda lineer olmayan programlama kullanılarak optimizasyon safhası gerçekleştirilmiştir. Tek eksenli eğilme ve eksenel yüke maruz kolonlar için kolonun boyutları ve donatı oranı tasarım değişkeni olarak seçilirken, iki eksenli eğilme durumu için bu değişkenlere donatı sayısında tasarım değişkeni olarak eklenmiştir. (ZIELINSKY Z.A., 1995) tarafından çözülen örnekleri (GOVINDARAJ V. ve diğerleri, 2007) genetik algoritma metodu kullanılarak Hindistan Betonarme Şartnamesine(IS:456) göre optimizasyon problemi olarak çözülmüştür. (GOVINDARAJ V. ve diğerleri, 2007) çalışmasında kolon boyutları ve donatıların sayı ve çaplarını tasarım değişkeni olarak seçmiştir. (ZIELINSKY Z.A., 1995) tarafından yalnızca donatı oranı verilirken, (GOVINDARAJ V. ve diğerleri, 2007) kesitin donatı detayında elde etmiştir. Literatürdeki çalışmaların sonuçları ve bu çalışmada elde edilen sonuçlar takip eden kısımlarda incelenecektir.

Tek donatılı betonarme kiriş kesitlerin demir donatı oranları, yalnızca eğilme momenti taşıma kapasitesi sınırlayıcı olarak düşünülerek (FRIEL L., 1974) tarafından optimize edilmiştir. Bu çalışmada kesit boyutları belli bir dikdörtgen kesit için optimum donatı oranı tek bir sınırlayıcıya göre elde edilmiştir. (CHOU T., 1977), tek donatılı T-kesitli kirişlerin ACI şartnamesine göre minimum maliyetini elde etmek için Lagrange çarpanı yöntemini kullanmıştır. Dikdörtgen kesitli çok açıklıklı betonarme kirişlerin minimum maliyetini bulmak amacı ile üç aşamalı iteratif yaklaşım (KIRSCH U., 1983) tarafından sunulmuştur. Bu çalışmanın ilk aşamasında demir miktarı , ikinci aşamada kiriş boyutları ve üçüncü aşamada tasarım momentleri optimize edilmiştir. (LAKSHMANAN N. Ve Parameswaran VS., 1985) betonarme kesitlerin eğilmeye göre analizi için Hindistan şartnamesini kullanarak kiriş boyutları ile kiriş açıklığı arasında bir bağlantı türetmiştir. (PRAKASH A. ve diğerleri, 1988) tek ve çift donatılı dikdörtgen ve T-kesitli betonarme kirişlerin minimum maliyetli tasarımını Hindistan şartnamesindeki limit duruma göre elde etmek için Lagrangian ve simplex metodlarını kullanmıştır.

Kanagasundaram ve Karihaloo (KANAGASUNDRAM S. ve Karihaloo B.L., 1991; KANAGASUNDRAM S. ve Karihaloo B.L., 1991) kiriş kesitlerini ve demir oranını tasarım değişkeni seçerek dikdörtgen ve T-kesitli kirişler için maliyet optimizasyonunu lineer ve konveks programlama tekniklerini kullanarak elde etmeye çalışmışlardır. Dikdörtgen kesitli betonarme kirişler için minimum maliyet tasarımı yaklaşımı geometrik programlama ve Newton-Rapson yöntemleri kullanılarak (CHAKRABARTY B.K., 1992) tarafından sunulmuştur. (AL-SALLOUM YA ve SİDDİQİ GH) tek donatılı dikdörtgen kesitli betonarme kirişlerin ACI şartnamesine göre minimum maliyetli tasarımı için Lagrangian fonksiyonu kullanarak demir oranı ve kiriş yüksekliği için maliyet ve dayanım parametrelerini kullanarak kapalı formda çözümler elde etmiştir. Tek donatılı dikdörtgen kesitli betonarme kirişler için Genetik Algoritma yöntemi kullanılarak minimum maliyetli tasarım (COELLO CA. Ve diğerleri, 1997) tarafından elde edilmiştir. Coello'nun çalışmasında optimum tasarım modeli olarak kiriş boyutları ve çekme donatısı alanı tasarım değişkenleri olarak düşünülmüştür. (KOUMOUSIS VK. ve Arsenis SJ., 1998) betonarme elemanların optimum detaylandırılmış tasarımını elde etmek için Genetik Algoritma yöntemini kullanmışlardır. Çalışmalarında minimum ağırlığı, maksimum donatı düzenlemesi benzerliğini ve eleman gurupları için

minimum donatı sayısını elde etmeye çalışarak çok amaçlı bir optimizasyon prosedürü ortaya koymuşlardır. (GOVINDARAJ V. ve Ramasamy J.V., 2005) betonarme sürekli kirişlerin optimum detaylı tasarımı için Genetik Algoritma yöntemini kullanmışlardır. Literatürde sunulan önceki çalışmalardan farklı olarak tüm tasarım değişkenlerini pratikte uygulanabilecek şekilde seçmişlerdir. Betonarme kirişlerdeki demir oranı daha önceki çalışmalarda sunulduğu gibi alan olarak değil demir çubuğun çapı ve adedi olarak tasarım değişkeni olarak ele alınmıştır. Kullanılan şartnamedeki ilgili tüm husus ve kısıtlamalar optimizasyon probleminde sınırlayıcı olarak göz önüne alınmış, her bir kiriş elemanı kiriş boyutları, boyuna demir çap ve sayıları ile kesme donatısı çap ve donatı aralıkları tasarım değişkeni olarak seçilmiştir. Ayrıca Govindaraj ve Ramasamy çalışmalarında sistemi bir bütün olarak düşünmüş kenetlenme boyları, donatılar arasındaki minimum ve maksimum sınırlamalar, minimum pas payı, donatı sıraları ve kritik kesitler gibi hususlar göz önünde bulundurularak tatbik edilecek tam olarak detaylandırılmış bir tasarım elde etmişlerdir.

Tasarım değişkeni olarak seçilebilecek donatı özellikleri ve eleman boyutlarının oluşturacağı tasarım havuzunun neredeyse sonsuz sayıda seçim içermesi, çelik yapıların aksine modellemenin ve optimizasyon metodlarının uygulanabilirliğinin oldukça zor ve karmaşık olması nedeni ile Betonarme çerçevelerin optimizasyonu üzerine yapılan çalışmalar oldukça sınırlı kalmıştır. Çelik yapı çerçevelerinde bir kolon veya kiriş yalnız bir tasarım değişkeni ile ifade edilebilirken bu durum betonarme yapılarda artmakta problemdeki eleman sayısının çok olması durumunda da katlanarak artmaktadır. 3-boyutlu betonarme çerçevelerin sürekli tasarım değişkenleri ile optimize edilmesinde Optimalite Kriteri yönteminin kullanılması (FADAEE, M.J. ve Grierson, D.E., 1996) tarafından yapıldı, fakat bu yöntem kullanıldıktan sonra yapısal tasarımın doğasına uygun olarak pratikte kullanılabilir eleman boyutları ve donatılandırma elde edilememiştir. (CHOI, C. ve Kwak H., 1990) tarafından betonarme çerçevelerin ayrık tasarım değişkenleri ile optimizasyonu için basitleştirilmiş bir algoritma geliştirilmiştir. Pratikte uygulanabilir eleman kesitleri ve bu kesitlerin taşıma gücü kapasitelerinden oluşan bir değişken havuzu oluşturulmuş ve doğrudan bu havuzdan tarama yapılarak optimum tasarımlar elde edilmeye çalışılmıştır. Son yıllarda stokastik optimizasyon yöntemlerindeki ve bilgisayar teknolojisindeki gelişmeler benzer çalışmalara hız vermiş, Genetik Algoritma yöntemi kullanılarak (JENKINS, W. M., 1991), (RAJEEV, S., ve Krishnamoorthy, C. S., 1992), (KOUMOUSIS, V. K., ve Arsenis, S. J., 1994), (CHENG, F. Y., ve Li, D., 1997) tarafından betonarme çerçeveler için optimum tasarımlar elde edilmeye çalışılmıştır. (BALLING, R. J., Yao, X., 1997) , Metal Tavlama Benzeşimi yöntemini bu optimizasyon problemi için tercih etmişlerdir.

Yukarıda sözü edilen çalışmalar sadece elemanların taşıma gücü kapasitelerinin kendilerine etkileyen tesir kuvvetlerini karşılamaya yetip yetmeyeceğini gözönünde bulundurmamış ayrıca mimari sınırlamalar ve şartnamelerden gelen düzenlemelerde gözönünde bulundurulmuştur. Yukarıda sözü edilen çalışmaların pek azında yatay yüklerin yapıya etkidiği düşünülmüş, bu yüklerde sabit olarak yapıya etkilmiştir. Yüklerin değişmesi optimizasyonda kullanılacak metodu zorlayacağı veya başarıya ulaşmasını engelleyebileceği için yatay yükler sabit tutulmuştur. Deprem kuvvetlerinin her bir adımda seçilen kesitlere göre değişen yapının ağırlığına, ve yapının bulunduğu bölgenin deprem özelliklerine göre sürekli güncellenerek optimum tasarımlar elde edilerek bu çalışmada orijinal bir yaklaşım sunulmuştur. Literatürde mevcut olan çalışmalardan edinilen bilgi ve birikimler vasıtası ile optimizasyon problemi modellenecek, problemin Amaç fonksiyonu, Tasarım Değişkenlerinin seçimi ve Sınırlayıcıların probleme dahil edilmesi sağlanmıştır, detaylı bilgiler ilgili bölümlerde verilmektedir.

6.2. Betonarme Çerçevelerin Tasarımı :

Betonarme çerçevelerin optimizasyonu ACI 318-05 ve TS 500 olmak üzere iki farklı yönetmeliğe göre yapılmış ve bu nedenle her iki şartnameye göre elemanların tasarım kuvvetlerini ve dayanımlarını belirleyen bilgisayar programları yazılmıştır. Kolon elemanların P-M etki diyagramları elde edilerek taşıma gücü kapasiteleri, kesme kuvveti kapasiteleri ile kirişlerin moment ve kesme kuvveti taşıma kapasiteleri anlatılanlar ışığında şartnamelerde belirtilen hususlara göre tasarlanmıştır. Yapılara etkiyen deprem yükleri iki şartname arasında sağlıklı bir karşılaştırma yapabilmek açısından yalnız DBYBHY-2007' ye göre belirlenmiş ve yatay yüklere göre çerçevelerin analizinde bu kuvvetler kullanılmıştır. Çerçevelerin her iki şartnameye göre analizinde izlenen prosedür takip eden kısımda açıklanmıştır.

6.2.1. Malzeme Tasarım Dayanımları ve Yük Katsayıları:

TS 500 de beton ve çeliğin hesap dayanımları her malzeme için belirlenen malzeme katsayısına bölünerek elde edilir. Bu malzeme katsayıları beton için, $\gamma_{mc} = 1.5$ ve çelik için, $\gamma_{ms} = 1.15$ alınarak malzeme hesap kuvvetleri belirlenmiştir.

ACI 318-05 de malzeme katsayısı olmayıp, malzeme hesap kuvveti olarak malzemenin karakteristik mukavemeti alınmaktadır. Ancak hesap sonucu belirlenen kesit hesap mukavemeti kapasite azaltma faktörü, ϕ katsayısı ile çarpılarak belirlenir. Kapasite azaltma faktörü, ϕ hesap edilen kuvvete (eksenel kuvvet, kesme kuvveti vs.) bağlı olarak değişik değerler alır, bu değerler ve hesap yöntemleri ilerideki kısımlarda açıklanmıştır.

Statik analiz sonucunda sabit, hareketli ve yatay yükler için elde edilen hesap değerlerin yük katsayıları ile çarpılarak tasarım hesap değerleri elde edilir. Bu hesap değerlerinin elde edildiği yük katsayılarını içeren yük kombinezonları her iki şartnameden sabit, hareketli ve yatay yük durumu için alınmıştır. Bu yük kombinezonları Tablo-6.1 de verilmiştir.

	TS500			ACI 318-05		
	G_{sabit}	$Q_{hareketli}$	E_{deprem}	G_{sabit}	$Q_{hareketli}$	E_{deprem}
1	1.4	1.6	-	1.4	-	-
2	1.0	1.2	-	1.2	1.6	-
3	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	-
4	1.0	1.0	-1.0	1.2	1.0	1.0
5	0.9	-	1.0	1.2	1.0	-1.0
6	0.9	-	-1.0	0.9	-	1.0
7	-	-	-	0.9	-	-1.0

Tablo-6.1 Tasarım hesap değerlerinin bulunmasında kullanılan Yük Kombinezonları

6.2.2. Eksenel Yük ve Eğilme Momenti Etkisi Altındaki Elemanların Taşıma Gücü :

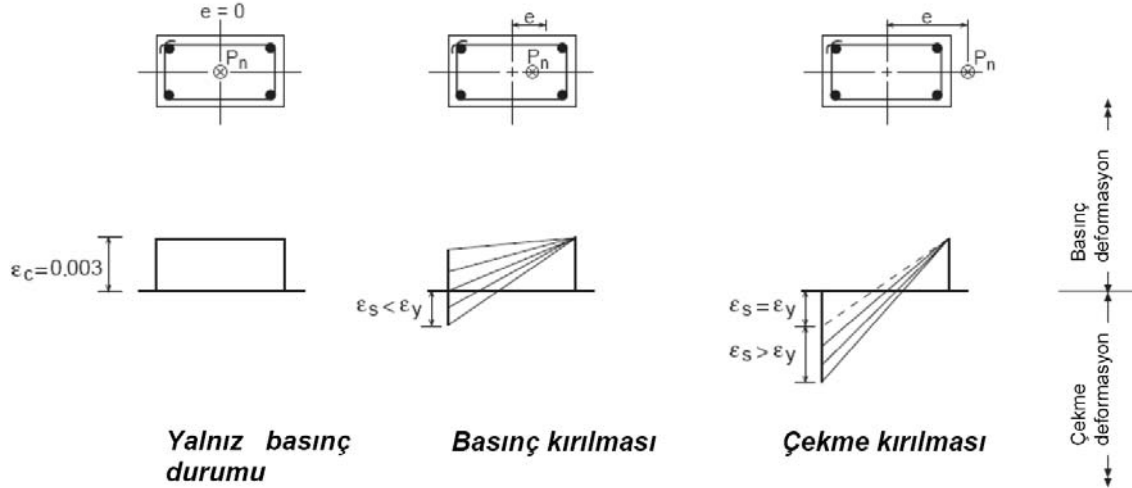
Bileşik eğilmeye maruz elemanların belli bir eksenel yük altında moment taşıma kapasitelerinin belirlenmesi deneme-yanılma ve ardışık yöntemler gerektirmektedir. Bu çalışmada her bir bileşik eğilmeye maruz kolon elemanı için çok sayıda yük kombinezonu olduğu için iteratif yöntemlerin tekrarlanması yerine kolon kesitinin P-M (Eksenel Kuvvet-

Moment) karşılıklı etki diyagramları elde edilmiş ve bu diyagramlar vasıtası ile farklı yük kombine kombinezonları için kesit taşıma güçleri kolaylıkla bulunmuştur.

Kolonların P-M karşılıklı etki diyagramlarının elde edilmesi için kolon kesiti farklı deformasyon durumları için kesitin aksel kuvvet ve eğilme momenti kapasitesi belirlenmiştir. Bu hesaplamalar yapılırken betonun maksimum birim şekil değiştirmesi $\epsilon_c = 0.003$ alınmıştır. Kesitin dayanım eğrisini (P-M etki diyagramı) karakterize eden bu noktalar şu şekilde düzenlenmiştir;

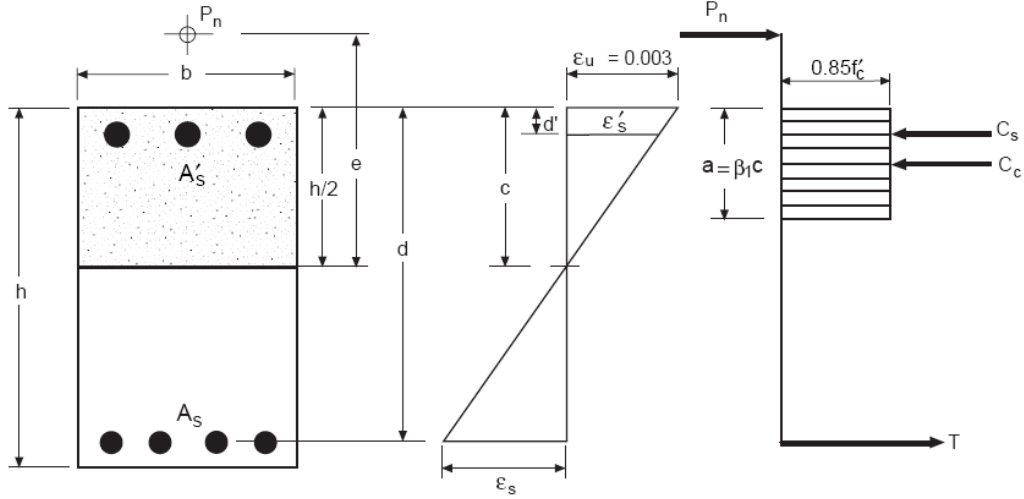
- $\epsilon_s \leq \epsilon_y$, yalnız basınç durumu ($M=0$)
- $\epsilon_s = 0$, çekme donatısındaki gerilme 'sıfır'
- $\epsilon_s \leq \epsilon_y$, basınç kırılması (küçük eksantriklik)
- $\epsilon_s = \epsilon_y$, dengeli kırılma ($\epsilon_y = 0.00207$)
- $\epsilon_s > \epsilon_y$, basınç kırılması

olarak eksantirisite durumları salt basınç halinden başlayarak sonsuza doğru gitmektedir, eksantirisite durumlarındaki değişim Şekil-6.1 de gösterilmektedir.



Şekil-6.1 Kolonların P-M diyagramlarının elde edilmesinde kullanılan deformasyon durumları

Bu şekil değiştirme durumlarında kesitin taşıyabileceği aksel yük ve eğilme momenti değerleri betonun eşdeğer basınç bloku ve kuvveti ile çelik çubuklarda oluşan gerilme ve kuvvetler hesap edilerek bulunur. Şekil-6.2 de deformasyon durumu verilen kesitte oluşan kuvvetler ve dağılım verilmektedir.



Şekil-6.2 Betonarme kesitlerde oluşan kuvvetler

Şekil-6.2 de verilen kuvvet dağılımları yardımı ile kesitin aksiyel yük ve eğilme momenti kapasiteleri denklem (6.1) yardımı ile hesaplanır.

$$P = 0.85 \cdot f_c \cdot A_c + \sum_{i=1}^n A_{st_i} \cdot f_{st_i} \quad (6.1-a)$$

$$M_y = \sum_{i=1}^n A_{st_i} \cdot f_{st_i} \cdot d_i - 0.85 \cdot f_c \cdot A_c \cdot \frac{(h - a)}{2} \quad (6.1-b)$$

Burada,

A_c ; beton kesit alanı

A_{st_i} ; her i . nci çelik donatının kesit alanı

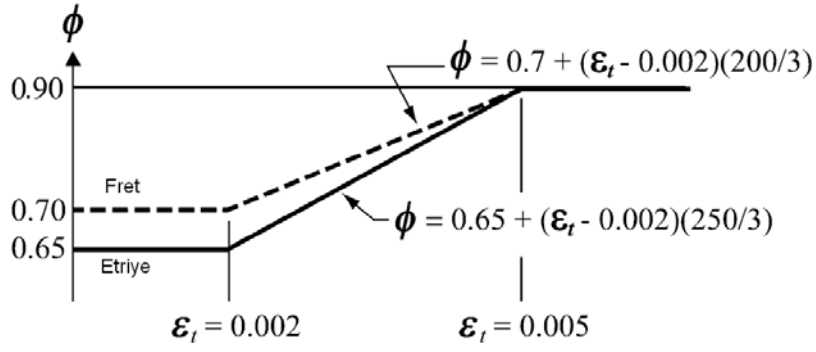
f_{st_i} ; her i . nci çelik donatının da oluşan gerilimi

f_c ; beton hesap dayanımı (ACI 318 – 05 için f_{ck} değerine eşittir.)

d_i ; her i . nci çelik donatının kesit merkezinden olan uzaklığı

Farklı deformasyon durumları için bu hesaplamalar tekrarlandığında kesitin P-M etki diyagramının üzerindeki bu diyagramı karakterize eden noktalar belirlenmiş olur. Bu etki diyagramı vasıtası ile kolonun her bir farklı aksiyel yük değerinde taşıyabileceği eğilme momenti değeri kolaylıkla hesaplanabilir.

Bu noktada iki farklı şartnamede kesitin kapasitelerinin belirlenmesinde bir farklılık vardır. Bu farklılık şu şekilde açıklanabilir, TS500 e göre öncelikle malzeme karakteristik dayanımları malzeme katsayılarına bölünerek hesaplamalar yapıldığından bulunan taşıma gücü değerleri direk olarak kesitin taşıma gücü değerleridir. ACI 318-05 e göre bulunan taşıma gücü kapasiteleri kapasite azaltma faktörü(katsayısı), ϕ ile çarpılarak kesitin nominal taşıma gücü belirlenir. Kapasite azaltma katsayısı, ϕ basınca maruz durum için $\phi=0.65$, basınca maruz durum için $\phi=0.90$ dır. Bu iki durum haricinde çelik çubuklarda oluşan birim şekil değiştirmeye, ϵ_r bağlı olarak kapasite azaltma katsayısı, ϕ 0.65 ile 0.90 arasında değer almaktadır. Bu durumda kapasite azaltma katsayısı, ϕ Şekil-6.3. deki gibi hesap edilir.



Şekil-6.3 Kapasite azaltma katsayısının birim şekil değiştirmeye göre değişimi

Bu durumda iki şartnameye göre elde edilen P-M karşılıklı etki diyagramında bulunan dayanımlar TS500 de direk taşıma gücü kapasitesi ($\phi=1.0$) olarak kullanılabilirken, ACI 318-05 e göre bu dayanımlar kesitin birim şekil değiştirme diyagramında çelikte oluşan birim şekil değiştirmeye bağlı olarak bulunan kapasite azaltma katsayısı, ϕ ile çarpılması sonucu taşıma gücü kapasiteleri hesap edilmiş olur. (TS 500 de başlangıçta karakteristik malzeme dayanımlarının malzeme katsayılarına bölünerek hesaplanır, ACI 318-05 de karakteristik malzeme dayanımları direk hesap dayanımı olarak kullanılır.) Bir diğer farklılık da kesitlerin taşıyabileceği maksimum aksenal kuvvetin hesaplanmasıdır, maksimum aksenal kuvvet taşıma kapasiteleri denklem (6.2) de verilmektedir. Kolonların P-M etki diyagramlarının farklılığına örnek olarak Şekil-6.4 örnek verilebilir, nominal dayanımın TS 500 den elde edilen, tasarım dayanımı ise ACI 318-05 den elde edilen P-M karşılıklı etki diyagramı olarak düşünülebilir.

$$P_{n,max} = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_c - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad \text{ACI 10.3.5.2} \quad (6.2)$$

$\phi=0.65$ (yalnız basınç hali için $M=0$)

$$P_{n,max} = 0.90 \cdot f'_c \cdot A_c \quad \text{TS500 7.7}$$

$$P_{n,max} = 0.50 \cdot f'_{ck} \cdot A_c \quad \text{DBYBHY-2007}$$

(DBYBHY-2007 de verilen formül TS500 de verilen formüle göre daha düşük aksenal kuvvet taşıma gücü vereceğinden DBYBHY-2007 deki formül seçilmiştir.)

Burada,

$P_{n,max}$: maksimum aksenal yük taşıma kapasitesi

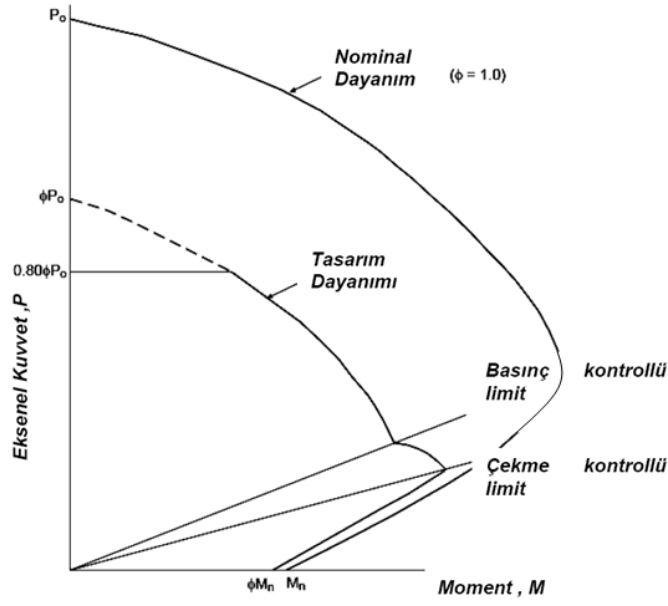
A_c : beton kesit alanı

A_{st} : çelik donatı kesit alanı

f_{ck} : beton karakteristik mukavemeti

f'_c : beton hesap dayanımı (ACI 318 - 05 için f_{ck} değerine eşittir.)

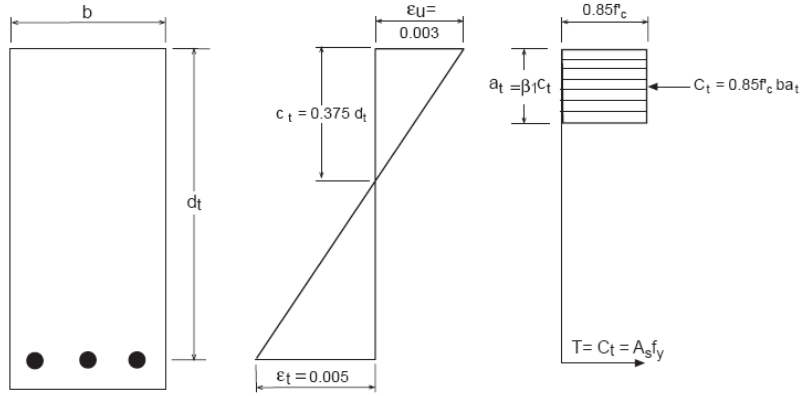
f_y : çelikleme dayanımı



Şekil-6.4 Kolonların P-M karşılıklı etki diyagramları

6.2.3. Eğilme Momenti Etkisi Altındaki Elemanların Taşıma Gücü :

Eğilmeye maruz çerçeve kirişlerinin eğilme momenti taşıma kapasiteleri taşıma gücü yöntemi temel ilkerinden faydalanılarak belirlenmiştir. Çerçeve kirişlerinin taşıma gücü kirişler tek donatılı düşünülerek eğilme momentinin iki farklı yönü için hesap edilmiştir.



Şekil-6.5 Eğilmeye maruz kesitte oluşan deformasyon ve kuvvetler

Kesitte betonda oluşan basınç kuvveti eşdeğer basınç bloku olarak dönüştürülerek hesaplanmaktadır, kesitte oluşan birim şekil değiştirme ve kuvvetler Şekil-6.5 de verilmektedir. Taşıma gücü yöntemi kullanılarak kesitlerin eğilme momenti kapasiteleri şu şekilde hesap edilmiştir.

Kesitte betonda oluşan basınç kuvveti, C ve çelik donatılarda oluşan toplam çekme kuvveti, T birbirine eşit olmalıdır.

$$C = T$$

Bir başka ifadeyle,

$$0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a = f_y \cdot A_s \text{ yazılır.}$$

Buradan betonda oluşan eşdeğer basınç bloğunun yüksekliği

$$a = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad \text{hesaplanarak,}$$

moment taşıma gücü

$$M_r = \phi \cdot f_y \cdot A_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

şeklinde hesaplanabilir. (İlgili semboller Şekil-6.5 de verilmiştir.)

Betonarme elemanların moment taşıma kapasiteleri TS500 e göre malzeme karakteristik dayanımları malzeme katsayılarına bölünerek bulunan malzeme hesap dayanımları kullanılarak belirlenir ve kapasite azaltma katsayısı, $\phi=1$ olarak alınır. ACI 318-05 e göre ise malzeme karakteristik dayanımlarına göre bulunan moment taşıma kapasitesi kapasite azaltma katsayısı, $\phi=0.9$ ile çarpılarak net kapasite bulunur.

6.2.4. Kesme Kuvveti Etkisi Altındaki Elemanların Taşıma Gücü :

Betonarme elemanların Kesme kuvveti kapasitelerinin belirlenmesi her iki şartnamede farklılıklar arzemesinden dolayı, her iki şartnameye göre ayrı ayrı açıklanmıştır. Kesme kuvveti kapasitesinin belirlenmesinde öncelikle betonun taşıyabileceği kesme kuvveti hesaplanır ve tasarım kesme kuvveti ile hesap edilen betonun taşıyabileceği kesme kuvveti arasındaki fark etriyelerle karşılanır.(Bu çalışmada pilye kullanılmamış kesme kuvveti kapasitesinin belirlenmesinde yalnız etriyeler gözönünde bulundurulmuştur.)

ACI 318-05 e göre betonun karşılayabileceği kesme kuvveti aşağıdaki şekilde hesap edilir.

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

Eksenel basınç altındaki elemanlar için ;

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{N}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

Eksenel çekme altındaki elemanlar için ;

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

ACI 318-05 de kesme kuvveti kapasitesi belirlenirken kapasitesi kapasite azaltma katsayısı, $\phi=0.75$ olarak verilmiştir. Etriyelerle taşınacak kesme kuvveti, hesap kesme kuvvetinden, V_d beton kesitin taşıyabileceği kesme kuvveti, değeri çıkartılarak bulunur.

$$\phi \cdot V_s = V_d - \phi \cdot V_c$$

Bulunan bu değer,

$$(\phi \cdot V_s)_{\min} = \phi \cdot 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{değerinden az olamaz.}$$

Bu hesap değerinin yalnız etriyelerle karşılanacak olması nedeniyle kesme donatısı (etriye) alanına, bağlı olarak etriye aralığı, s aşağıdaki gibi hesap edilir.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

ACI 318-05 de etriye aralığı, s için getirilen sınırlamalar hesap kesme kuvvetinin değerine göre şu şekilde verilmiştir.

$$V_d \leq \phi \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{3} \cdot b_w \cdot d \text{ olması durumunda}$$

maksimum etriye aralığı, s için ;

$$\begin{aligned} s &\leq \frac{d}{2} \\ s &\leq 60 \text{ cm} \\ s &\leq \frac{30 \cdot f_y \cdot A_v}{b_w} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{3} \cdot b_w \cdot d \leq V_d \leq \phi \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{3} \cdot b_w \cdot d \text{ olması durumunda}$$

maksimum etriye aralığı, s için ;

$$\begin{aligned} s &\leq \frac{d}{4} \\ s &\leq 30 \text{ cm} \\ s &\leq \frac{30 \cdot f_y \cdot A_v}{b_w} \end{aligned}$$

Verilen sınırlar içinde etriye aralığı s , pratikte uygulanabilir bir sayı olarak seçilir, kalıp içinde betonun kolaylıkla yerleştirilebilmesi için minimum etriye aralığı, s 5 cm olarak sınırlandırılmıştır.

Kesme kuvveti kapasitesinin belirlenmesinde bir diğer ACI 318-05 de verilen bir diğer kısıtlama minimum kesme donatısı alanı, aşağıdaki formülasyon ile belirlenir.

$$A_{vmin} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

ACI 318-05 de verilen kesme kuvveti hesaplamaları yukarıda özetlenmiştir. TS 500 de verilen kurallarda şu şekilde özetlenebilir.

Betonun karşılayabileceği kesme kuvveti,

$$V_c = 0.80 \cdot V_{cr}$$

$$V_c = 0.80 \cdot 0.65 \cdot f_{cta} \cdot b_w \cdot d \quad \left(f_{cta} = 0.35 \cdot \sqrt{f_c} \right)$$

Eksenel basınç altındaki elemanlar için ;

$$V_c = 0.80 \cdot 0.65 \cdot \left(1 + \frac{0.07 \cdot N}{A_g} \right) \cdot f_{cta} \cdot b_w \cdot d$$

Eksenel çekme altındaki elemanlar için ;

$$V_c = 0.80 \cdot 0.65 \cdot \left(1 - \frac{0.3 \cdot N}{A_g}\right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

şeklinde hesaplanır.

Betonarme elemanın tasarım kesme kuvveti değeri, $V_d = 0.20 \cdot f_c \cdot b_w \cdot d$ değerini aşmamalıdır. Etriyelerin taşıyacağı kesme kuvveti, ;

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

formulasyonu yardımıyla etriye aralığı s , hesaplanır.

Minimum kesme donatısı alanı, ;

$$A_{vmin} \geq 0.30 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_y} \cdot b_w \cdot s$$

değerinden az olamaz.

TS500 de maksimum etriye aralığı s ;

$$s \leq \frac{d}{2}$$
$$s \leq 30 \text{ cm}$$

şeklinde verilmektedir. Çerçeve kirişlerinin uç bölgeleri için özel olarak maksimum etriye aralığı, s için;

$$s \leq \frac{d}{4}$$
$$s \leq 15 \text{ cm}$$
$$s \leq 8 \cdot \phi_l, [\phi_l] = \text{minimum boyuna donatı çapı}$$

verilmiştir.

6.2.5. Çerçevelere Etkiyen Deprem Yüklerinin Belirlenmesi :

Optimum tasarımları elde edilmeye çalışılan çerçevelerin aynı yükler altında analiz edilebilmeleri için deprem yüklerinin belirlenmesi için her iki şartnameye göre analizde DBYBHY-2007 kullanılarak çerçevelere etkiyen deprem yükleri elde edilmiştir. Çerçeveye etkiyen yüklerin bulunmasında eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılmıştır, bu yöntemin adımları aşağıda açıklanmıştır.

Çerçeveye etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (Taban kesme kuvveti), V_t binanın hareketli yük katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı, W , spektral ivme katsayısı, $A(T_1)$, deprem yükü azaltma katsayısı, $R_a(T_1)$, etkin yer ivmesi katsayısı, A_0 (Tablo-6.2) ve bina önem katsayısı, I (Tablo-6.3) olmak üzere şu şekilde hesaplanır.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 I W$$

Binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, W ; yapıdaki kat sayısı, N , kat ağırlıkları, w_i ye bağlı olarak

$$W = \sum_{i=1}^N w_i$$

şeklinde hesaplanır. Buradaki kat ağırlıkları, w_i hareketli yük azaltma katsayısı, n (Tablo-6.4) kullanılarak;

$$w_i = g_i + n q_i$$

şeklinde hesaplanır.

<i>Deprem Bölgesi</i>	<i>A_o</i>
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Tablo-6.2 Etkin Yer İvmesi Katsayıları

<i>Binanın Kullanım Amacı veya Türü</i>	<i>Bina Önem Katsayısı (I)</i>
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kıışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1.4
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1.2
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1.0

Tablo-6.3 Bina Önem Katsayıları

<i>Binanın Kullanım Amacı</i>	<i>n</i>
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0.30

Tablo-6.4 Hareketli Yük Katılım Katsayıları

Yapının periyodu aşağıdaki formülasyon yardımıyla hesaplanır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2}$$

Yerel zemin koşulları ve yapının periyodu T 'ye bağlı olarak Spektrum Katsayısı, $S(T)$;

$$\begin{aligned}
S(T) &= 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} & (0 \leq T \leq T_A) \\
S(T) &= 2.5 & (T_A < T \leq T_B) \\
S(T) &= 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} & (T_B < T)
\end{aligned}$$

şeklinde hesaplanır. Yukarıdaki denklemde verilen Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B , yerel zemin sınıflarına bağlı olarak Tablo-6.5 de verilmiştir.

Yerel Zemin Sınıfı	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Tablo-6.5 Spektrum Karakteristik Periyotları

Deprem yüklerinin belirlenmesinde esas alınacak olan Spektral İvme Katsayısı, ;

$$A(T) = A_0 I S(T)$$

şeklinde hesaplanır.

Spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, aşağıda tanımlanan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı, $R_a(T_B)$ ile bölünecektir. Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı, çeşitli taşıyıcı sistemler için Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R' 'ye ve doğal titreşim periyodu, T 'ye bağlı olarak aşağıdaki ile belirlenecektir.

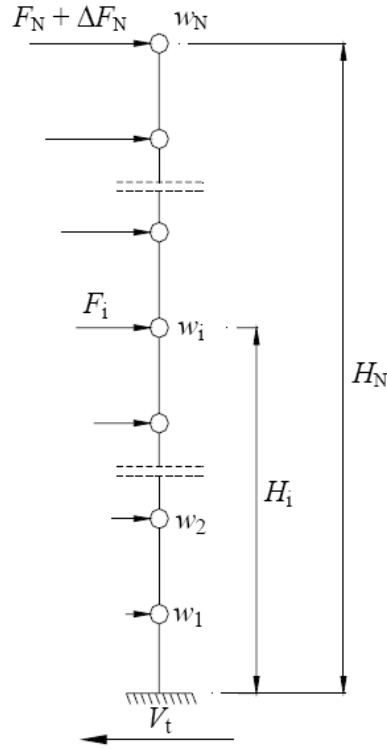
$$\begin{aligned}
R_a(T) &= 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} & (0 \leq T \leq T_A) \\
R_a(T) &= R & (T_A < T)
\end{aligned}$$

Bulunan değerler yardımı ile eşdeğer deprem yükü (Taban kesme kuvveti), V_t rahatlıkla hesaplanır, taban kesme kuvvetine ek olarak binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü, ΔF_N belirlenir ve toplam taban kesme kuvveti bulunarak katların yükseklikleri ve ağırlıklarına göre katlara dağıtılarak yatay deprem yükü olarak yapıya etkilirlir. (Şekil-6.6)

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t$$

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$$

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$



Şekil-6.6 Hesaplanan Deprem Yüklerinin Katlara Etkitilmesi

6.3. Betonarme Çerçevelerin Optimizasyonu Probleminin Modellenmesi:

Optimizasyon problemleri genel olarak belli sınırlayıcılar altında amaç fonksiyonunun minimize veya maksimize edilmesi olarak tanımlanır. Betonarme yapı ve elemanların optimum tasarım problemlerinde genellikle amaç fonksiyonu yapı maliyeti olarak seçilmektedir. Sınırlayıcılar ise şartnamelerde belirtilen sınırlamaların veya yapı tasarım mühendislerince kazanılan tecrübelerin matematiksel olarak ifade edilmesi sonucunda belirlenir. Bu problemi matematiksel olarak şu şekilde ifade edebiliriz ;

Maksimumu veya minimumu bulunacak amaç fonksiyonu;

$$f(X) = f(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

(n, tasarım değişkenlerinin toplam sayısı)

verilen sınırlayıcılara göre amaç fonksiyonunu minimize/veya maksimize et;

sınırlayıcılar;

$$g_j(X) = g_j(X_1, X_2, \dots, X_n) < 0 ; j = 1, \dots, r$$

(r, sınırlayıcıların toplam sayısı)

Betonarme yapıların optimum tasarım problemlerinde yapı maliyeti veya yapı ağırlığı amaç fonksiyonu olarak seçilmektedir. Elemanların yeterli dayanımı sağlaması, elemanların kesit özellikleri, minimum-maksimum donatı oranları gibi şartnamelerde verilen kısıtlama ve düzenlemeler sınırlayıcıları oluşturmaktadır. Bu problemin modellenmesinde kullanılan amaç fonksiyonu, tasarım değişkenleri ve şartnamelerden alınan sınırlayıcılar takip eden bölümde ele alınmaktadır.

6.3.1. Amaç Fonksiyonu :

Bu optimizasyon problemi için amaç fonksiyonu olarak betonarme çerçevelerin toplam maliyeti seçilmiştir. Bu maliyet beton, inşaat demiri, kalıp ve işçilik maliyetlerini içermektedir. Bu amaç fonksiyonu şartnameden alınan sınırlayıcıları sağlayacak şekilde minimize edilecektir.

Minimumu bulunacak maliyet fonksiyonu ;

$$\text{Min} \Rightarrow C = C_c + C_s + C_f$$

Burada,

$C_c = \text{Beton Maliyeti (m}^3 \text{ üzerinden hesaplanmaktadır)}$

$C_s = \text{İnşaat demiri Maliyeti (kg. üzerinden hesaplanmaktadır)}$

Maliyet bileşenleri yapıda kullanılan malzeme (m^3 veya $kg.$) veya gerçekleştirilen işçilik (m^2) miktarlarının ilgili birim fiyatları ile çarpılması sonucu bulunur, maliyet bileşenlerinin toplanması ile toplam yapı maliyeti bir başka ifadeyle Amaç fonksiyonun değeri hesaplanmaktadır.

Kolon ve kirişlerde kullanılan toplam beton hacmi beton için verilen birim fiyatla çarpılması sonucu(kullanılan beton miktarı x beton birim fiyatı) beton maliyeti elde edilir. Kolon ve kirişlerde kullanılan toplam kalıp ve işçilik maliyeti, kolon ve kirişlerde kullanılan kalıp (m^2) üzerinden hesaplanır. Bu hesaplamada kolonun tüm yüzey alanı kalıp alanı olarak düşünülürken (kiriş birleşimlerinde kalıpta oluşan kalıp boşlukları kalıp alanından düşülmüştür.), kirişlerde kiriş alt ve yan kalıpları eleman için kalıp alanını oluşturmuştur. Bu hesaplamalar sonunda kalıp ve işçilik maliyeti (toplam kalıp alanı x kalıp işçilik birim fiyatı) şeklinde hesaplanır. Kolon ve kirişlerde kullanılan inşaat demirlerin boyları hesaplanarak, demir alanı ile çarpılması sonucu yapıda kullanılan toplam demir hacmi bulunur. Bu miktar inşaat demiri birim ağırlığı $0.00785kg/cm^3$ alınarak toplam inşaat demiri miktarı ($kg.$) olarak elde edilir. Bu miktarın inşaat demiri birim fiyatı ile çarpılması sonucu(Toplam inşaat demiri x inşaat demir birim fiyatı) toplam inşaat demiri maliyeti belirlenir. Bulunan beton, inşaat demiri ile kalıp ve işçilik maliyetlerinin toplamı sonucunda amaç fonksiyonunun değeri (toplam yapı maliyeti) hesaplanır.

6.3.2. Tasarım Değişkenleri :

Optimizasyon problemlerinde elde edilecek tasarımların pratikte uygulanabilir olması nedeni ile kolon ve kirişler gruplara ayrılmıştır. Problemden belirlenen kolon ve kiriş grupları sayısına göre tasarım değişkenlerinin sayısı belirlenmektedir. Kolon ve kirişler önceden belirlendiği şekilde ait oldukları kolon veya kiriş gruplarına göre, bu gruplar için seçilen tasarım değişkenleri ile boyutlandırılır ve donatılandırılırlar. Tasarım değişkenlerini kolon ve kiriş gruplarına ait olanlar şeklinde ikiye ayırabiliriz.

Kolon ve kirişler için seçilen tasarım değişkenlerini ayrı ayrı açıklamak karışıklık yaratmaması açısından faydalı olacaktır. Kolonlar için seçilen tasarım değişkenlerini kolon boyutları, kolonda kullanılan donatı çapı (pratikte uygulanabilir olması açısından tek bir donatı çapı tasarım değişkeni olarak seçilmiştir). X ve Y doğrultularında kullanılacak donatıların adetleri ve kolonda kullanılacak etriye demiri çapları olmak üzere 5 adet olarak belirlenmiştir. Kolon için seçilen tasarım değişkenleri Şekil-6.7 de görülmektedir.

$X_1 = b$ ve h ; kolon kesitleri($b \times h$) havuzundaki sıra numarası

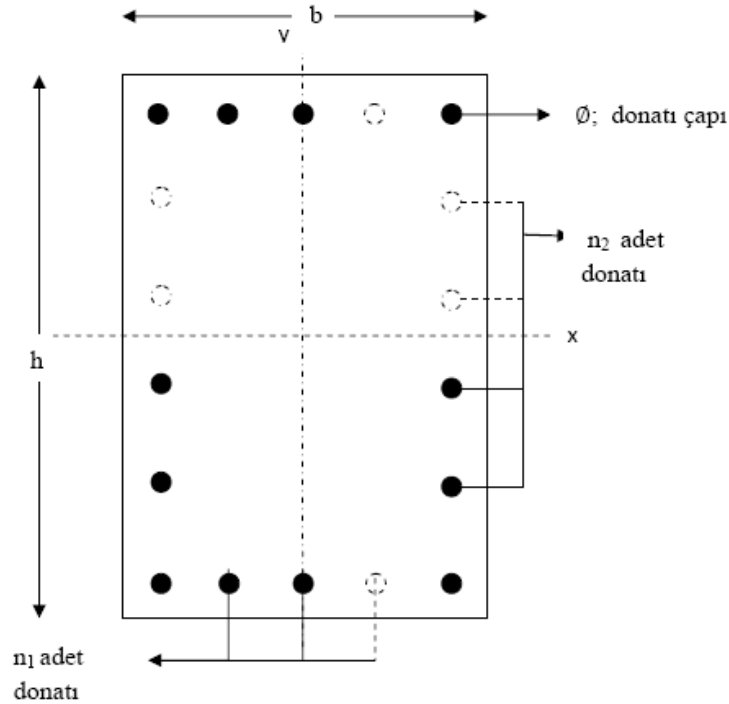
$X_2 = \emptyset$; kolon donatı çapı havuzundaki sıra numarası

$X_3 = n_1$; x doğrultusundaki donatı sayısı havuzundaki sıra numarası

$X_4 = n_2$; y doğrultusundaki donatı sayısı havuzundaki sıra numarası

$X_5 = \emptyset_s$; etriye donatısı çapı havuzundaki sıra numarası

(toplam donatı sayısı = $4 + 2 n_1 + 2 n_2$ olarak hesaplanır)



Şekil-6.7 Kolon elemanlar için tasarım değişkenleri

X_1 tasarım değişkeni kolon kesitinin boyutlarının sıra numarasını temsil etmektedir , kolon boyutlarının alabileceği değerlerin kombinasyonları olarak tasarım değişkenleri havuzunda sıralanmıştır (örneğin havuzdaki 50/30 kolonun boyutlarını 50 ve 30 cm. olarak temsil etmektedir). X_2 kolonda kullanılacak tüm donatıların çapını, ϕ veren sıra numarasını temsil etmektedir, elde edilecek tasarımların uygulanabilir olması açısından tüm kolonda tek bir donatı çapı kullanılmıştır. X_3 ve X_4 tasarım değişkenleri x ve y doğrultularındaki donatı sayılarını veren sıra numarasını temsil etmektedir. Bir sırada yerleştirilebilecek donatı sayıları tasarım değişkenleri havuzunda sıralanmıştır. Kolonların her zaman simetrik donatılı olarak düşünülmemeleri nedeni ile bu iki tasarım değişkeni birbirlerinden bağımsız olarak tasarım değişkeni havuzundan seçilmektedir (bu seçimler sonucunda kolonlar simetrik donatılıda olabilir, bu durum havuzdan yapılacak rastgele seçimlere bağlıdır). X_5 kolonda kullanılacak etriye donatısı çapınının sıra numarasını temsil etmektedir. Açıklanan bilgiler ışığında oluşturulan tasarım değişkenleri havuzu Tablo-6.6 de verilmektedir, kullanılan stokastik optimizasyon yönteminin seçim kuraalrına göre seçimler oluşturulan bu havuzdan yapılacaktır.

$X_1 (b \times h)$						$X_2 (\phi)$		X_3 ve $X_4 (n)$		$X_5 (\phi)$	
1	30 / 20	21	60 / 25	41	50 / 35	1	14	1	0	1	8
2	35 / 20	22	65 / 25	42	55 / 35	2	16	2	1	2	10
3	40 / 20	23	70 / 25	43	60 / 35	3	18	3	2	3	12
4	45 / 20	24	75 / 25	44	65 / 35	4	20	4	3		
5	50 / 20	25	80 / 25	45	70 / 35	5	22	5	4		
6	55 / 20	26	85 / 25	46	75 / 35	6	24	6	5		
7	60 / 20	27	90 / 25	47	80 / 35	7	26	7	6		
8	65 / 20	28	95 / 25	48	85 / 35	8	28	8	7		
9	70 / 20	29	40 / 30	49	90 / 35	9	30				
10	75 / 20	30	45 / 30	50	95 / 35						
11	80 / 20	31	50 / 30	51	50 / 40						
12	85 / 20	32	55 / 30	52	55 / 40						
13	90 / 20	33	60 / 30	53	60 / 40						
14	95 / 20	34	65 / 30	54	65 / 40						
15	30 / 25	35	70 / 30	55	70 / 40						
16	35 / 25	36	75 / 30	56	75 / 40						
17	40 / 25	37	80 / 30	57	80 / 40						
18	45 / 25	38	85 / 30	58	85 / 40						
19	50 / 25	39	90 / 30	59	90 / 40						
20	55 / 25	40	95 / 30	60	95 / 40						

· X_1 tasarım değişkeni için 60, X_2 için 9, X_3 ve X_4 için 8 ve X_5 için 3 adet seçilebilecek aday vardır.

Tablo-6.6. Kolon grubuna ait tasarım değişkenleri için tasarım değişkeni havuzu.

Kirişler için seçilen tasarım değişkenlerini; kiriş boyutları, tüm kirişler boyunca kirişin altında ve üstünde kullanılan montaj donatılarının sayıları ve çapları, kirişlerin alt ve üst bölgelerinde mesnetlerde ve açıklıklardaki momentin karşılanması için kullanılan donatılarının sayıları ve çapları, mesnetlerde oluşan yüksek moment değerlerinin karşılanması için mesnet alt ve üst bölgelerindeki mesnet ilave donatılarının sayıları ve çapları ile kirişlerdeki kesme kuvvetinin karşılanabilmesi amacı ile kullanılan etriyelerin çapları oluşturmaktadır. Bu nedenle kiriş sayısına bağlı olarak değişen sayıda tasarım değişkeni kullanılmıştır. Bu şekilde bir kiriş grubu için kullanılan tasarım değişkeni sayısı kiriş sayısı, n_{bay} olmak üzere $4+5n_{bay}$ olarak belirlenir.

Kiriş boyuna donatılarının komşu kirişe geçen kenetlenme kısmının uzunluğu komşu kiriş uzunluğunun %30 u kadar olarak alınmış, bu donatıların mesnet bölgelerindeki kenetlenme uzunluğu 50 cm alınarak donatının toplam boyunun hesaplanmasında kullanılmıştır. Mesnetlerde kullanılan ilave donatılarının boyları mesnete komşu kirişlerin uzunluklarının %30 u olarak alınmıştır. Kirişlerde kullanılan etriyelerin her iki ucunda kenetlenmenin sağlanması açısından 10 ar cm bükülme payı düşünülerek etriye boyları hesap edilmiştir.

X_1 = kiriş genişliğini, b ve kiriş yüksekliğini, h belirleyen sıra numarası

$X_2 = n \cdot \phi$; tüm kirişler boyunca uzanan kirişlerin üst bölgesindeki montaj donatısı demirlerinin sayısı ve çapını belirleyen sıra numarası

$X_3 = n \cdot \phi$; tüm kirişler boyunca uzanan kirişlerin alt bölgesindeki montaj donatısı demirlerinin sayısı ve çapını belirleyen sıra numarası

$X_4 = n \cdot \phi$; kirişlerden biri için kirişin üst bölgesindeki donatı demirlerinin sayısı ve çapını belirleyen sıra numarası

$X_5 = n \cdot \phi$; kirişlerden biri için kirişin alt bölgesindeki donatı demirlerinin sayısı ve çapını belirleyen sıra numarası

$X_6 = n \cdot \phi$; mesnetlerden biri için kirişin üst bölgesindeki donatı demirlerinin sayısı ve çapını belirleyen sıra numarası

$X_7 = n \cdot \phi$; mesnetlerden biri için kirişin alt bölgesindeki donatı demirlerinin sayısı ve çapını belirleyen sıra numarası

$X_8 = \phi$; kirişlerden biri için etriye(kesme donatısı) çapını belirleyen sıra numarası

Kiriş grubu için seçilen tasarım değişkenleri Şekil-6.8 de verilmektedir.

X_1 kiriş genişliği, b ve kiriş yüksekliği, h olmak üzere kiriş boyutlarını temsil eden havuzdaki sıra numarasıdır, bu değişkenlerin alabileceği değerlerin kombinasyonu tasarım değişkenleri havuzunda sıralanmıştır (örneğin havuzdaki 30/60 kiriş genişliğinin 30 cm. ve kiriş yüksekliğinin 60 cm. olduğunu temsil etmektedir). X_2 , X_3 , X_4 , X_5 , X_6 ve X_7 tasarım değişkenleri n ; seçim yapılan donatı grubu için donatı sayısını ϕ ; seçim yapılan donatı

grubu için donatı çapını belirleyen havuz sıra numarasını temsil etmektedir (örneğin havuzdaki 3Ø14 seçim yapılan donatı bölgesinde 3 adet 14 mm. çapında demir kullanılacağını ifade etmektedir). X_8 tasarım değişkeni bir kirişde kullanılacak etriyenin çapını temsil eden sıra numarasıdır, bir kirişin tüm bölgelerinde aynı çapta demir kullanılmıştır.

X_1, X_2 ve X_3 tasarım değişkenleri bir kiriş grubu için bir adet olmak üzere seçilirler. X_4, X_5 ve X_8 değişkenleri her kiriş için bir adet olmak üzere kiriş sayısı kadar, X_6 ve X_7 değişkenleri ise her mesnet için bir adet olmak üzere mesnet sayısı kadardır. Bir kiriş grubu için toplam tasarım değişkeni sayısı; kiriş sayısı, n_{bay} olmak üzere $4 + 5n_{bay}$ olarak hesaplanır.

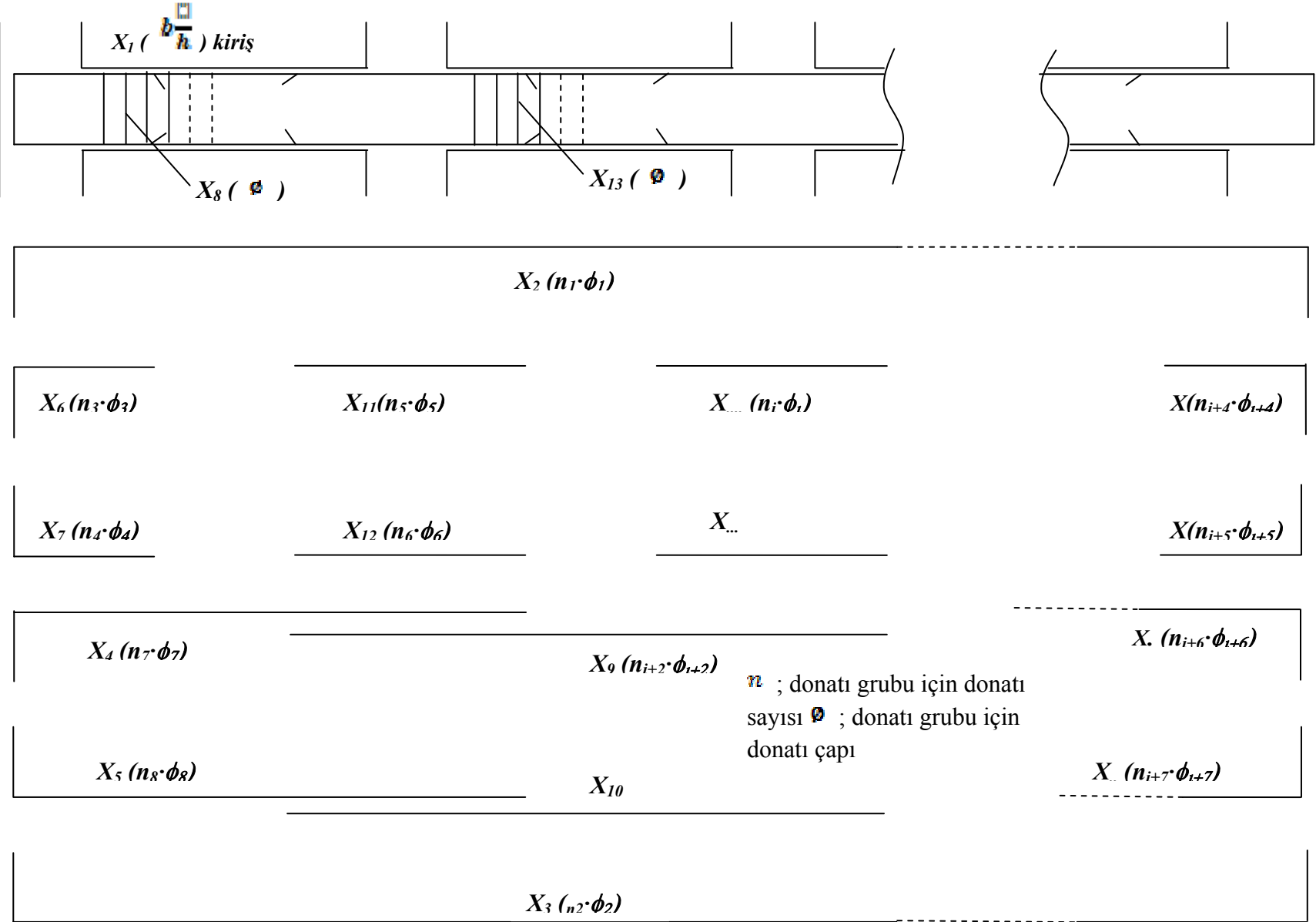
Kolon ve kiriş grupları için seçilen tasarım değişkenleri gözönünde bulundurularak optimizasyon problemi için seçilen toplam tasarım değişkeni sayısı (ndv) kolon grup sayısı, n_{col} , kiriş grup sayısı, n_{beam} ve çerçeve açıklık sayısı, n_{bay} olmak üzere;

$$ndv = n_{col} \cdot 5 + n_{beam} \cdot (4 + 5 \cdot n_{bay})$$

olarak hesaplanabilir.

Kolon ve kiriş grupları için belirlenen tasarım değişkenlerinin seçilebilmesi amacı ile her bir tasarım değişkeninin özelliklerine bağlı olarak bir tasarım değişkeni havuzu oluşturulmuştur. Her bir tasarım değişkeni için kullanılan optimizasyon metodunun seçim mantığına göre bu havuzdan seçim yapılmaktadır. Kolon gruplarına ait tasarım değişkenlerinin seçimi için Tablo-6.6 ve kiriş gruplarına ait tasarım verilen tasarım değişkeni havuzu için Tablo-6.7 kullanılacaktır.

Şekil-6.8 Kiriş grupları için kullanılan tasarım değişkenleri



X_1		X_2 ve X_3		$X_4 - X_5 - X_6 - X_7$			X_8	
1	20 / 30	29	35 / 45	1	2	∅ 12	1	8
2	20 / 35	30	35 / 50	2	2	∅ 14	2	10
3	20 / 40	31	35 / 55	3	3	∅ 12	3	12
4	20 / 45	32	35 / 60	4	2	∅ 16		
5	20 / 50	33	35 / 65	5	3	∅ 14		
6	20 / 55	34	35 / 70	6	3	∅ 16		
7	20 / 60	35	35 / 75					
8	20 / 65	36	35 / 85					
9	20 / 70	37	40 / 50					
10	25 / 35	38	40 / 55					
11	25 / 40	39	40 / 60					
12	25 / 45	40	40 / 65					
13	25 / 50	41	40 / 70					
14	25 / 55	42	40 / 75					
15	25 / 60	43	40 / 80					
16	25 / 65							
17	25 / 70							
18	25 / 75							
19	25 / 80							
20	30 / 40							
21	30 / 45							
22	30 / 50							
23	30 / 55							
24	30 / 60							
25	30 / 65							
26	30 / 70							
27	30 / 75							
28	30 / 80							
				29	6	∅ 14		
				30	3	∅ 20		
				31	5	∅ 16		
				32	4	∅ 18		
				33	2	∅ 26		
				34	3	∅ 22		
				35	6	∅ 16		
				36	2	∅ 28		
				37	4	∅ 20		
				38	5	∅ 18		

· X_1 tasarım değişkeni için 43, X_2 ve X_3 için 6, $X_4 - X_7$ için 61 ve X_8 için 3 adet tasarım değişkeni ile havuzda temsil edilmektedir.

Tablo-6.7 Kiriş grubuna ait tasarım değişkenleri için tasarım değişkeni havuzu.

6.3.3. Sınırlayıcılar :

Sınırlayıcılar şartnamelerde belirtilen sınırlamaların veya tasarım mühendislerince kazanılan tecrübelerin matematiksel olarak ifade edilmesi sonucunda belirlenir. Betonarme çerçevelerin optimum tasarımında sınırlayıcılar kolon ve kiriş grupları ile birleşim bölgeleri için ayrı ayrı ifade edilebilir. Bu sınırlayıcılar şartnamelerden alınarak matematiksel bir şekilde probleme uyarlanmıştır.

Kolon grupları için 2 tip tasarım sınırlayıcısı düşünülmüştür, ilk olarak kolonun taşıma gücü, minimum-maksimum donatı oranları, minimum kesit alanı gibi betonarme hesaba dayalı sınırlayıcılar gözönünde bulundurulurken, mimari gereksinimler ve detaylandırma amaçlı sınırlayıcılar 2.tip sınırlayıcılar olarak ele alınmıştır.. Bu sınırlayıcıları matematiksel olarak şu şekilde ifade edebiliriz ;

Kolon grupları için sınırlayıcılar ;

Kolona etkileyen aksel yük, seçilen kesitin şartnamelerce belirtilen taşıyabileceği maksimum yük değerini aşmamalıdır;

$$g_1 = \frac{P_u}{P_{n,max}} - 1 \leq 0 \quad (1)$$

Kolona etkileyen eğilme momenti/momentleri seçilen kesit için elde edilen P-M taşıma gücü eğrisi içinde kalmalıdır;

$$g_2 = \frac{M_u}{M_n} - 1 \leq 0 \quad (\text{ Tek aksenli eğilme durumu }) \quad (2)$$

Seçilen kesitin donatı alanı(pursantajı) ilgili şartnamelerce belirtilen sınır değerler arasında olmalıdır;

$$g_3 = \frac{\rho_{min}}{\rho} - 1 \leq 0 \quad (3)$$

$$g_4 = \frac{\rho}{\rho_{max}} - 1 \leq 0 \quad (4)$$

Seçilen kesit alanı izin verilen minimum kesit alanı şartını sağlamalıdır;

$$g_5 = \frac{A_{c,min}}{A_c} - 1 \leq 0 \quad (5)$$

Seçilen kolon kesitinin boyutları(b ve h) arasındaki oran şartnamelerde verilen sınır değeri sağlamalıdır;

$$g_{6(a)} = \frac{(b/h)_{min}}{(b/h)} - 1 \leq 0 \quad \text{veya} \quad g_{6(b)} = \frac{(h/b)_{min}}{(h/b)} - 1 \leq 0 \quad (6)$$

Seçilen kesitin boyutları(b ve h) şartnamelerce belirtilen minimum kesit boyutu değerlerini sağlamalıdır;

$$g_{7(a)} = \frac{b_{\min}}{b} - 1 \leq 0 \quad \text{veya} \quad g_{7(b)} = \frac{b_{\min}}{h} - 1 \leq 0 \quad (7)$$

Seçilen kesitin boyuna donatı sayıları(ds) ve çapları(ϕ) şartnamelerce belirtilen şartları sağlamalıdır;

$$g_8 = \frac{\phi_{\min}}{\phi} - 1 \leq 0 \quad (8)$$

$$g_9 = \frac{ds}{ds_{\max}} - 1 \leq 0 \quad (9)$$

Betonun rahat bir şekilde yerleştirilmesi ve etriye düzenlemesi konusunda şartnamelerce belirtilen boyuna donatı çubukları arasındaki minimum ve maksimum uzaklık(a) sınırları seçilen kesitte sağlanmalıdır;

$$g_{10} = \frac{a_{\min}}{a} - 1 \leq 0 \quad (10)$$

$$g_{11} = \frac{a}{a_{\max}} - 1 \leq 0 \quad (11)$$

Kesme kuvveti etkisi altındaki kolon kesitlerde kesme kuvveti taşıma gücü, ϕV_n etkiyen kesme kuvveti, V_u değerinden büyük olmalıdır ;

$$g_{12} = \frac{V_u}{\phi V_n} - 1 \leq 0 \quad (12)$$

Kesme kuvveti etkisi altındaki Kolon kesitlere etkiyen kesme kuvveti, V_u değeri izin verilen maksimum kesme kuvveti, V_{\max} hesap değerinden küçük olmalıdır;

$$g_{13} = \frac{V_u}{V_{\max}} - 1 \leq 0 \quad (13)$$

Betonarme kolon kesitlerinde şartnamede belirtilen minimum kesme donatısı alanı şartı $A_{v,\min}$ sağlanmalıdır;

$$g_{14} = \frac{A_{v,\min}}{A_v} - 1 \leq 0 \quad (14)$$

Kolon gruplarına yerleştirilecek etriyeler arasındaki maksimum mesafe şartı s_{max} sağlanmalıdır ;

$$g_{15} = \frac{s}{s_{max}} - 1 \leq 0 \quad (15)$$

Kolon gruplarına yerleştirilecek etriyeler arasındaki minimum mesafe şartı s_{min} sağlanmalıdır ;

$$g_{16} = \frac{s_{min}}{s} - 1 \leq 0 \quad (16)$$

Kiriş grupları için sınırlayıcılar şu şekilde sıralanır. İlk olarak kirişin moment ve kesme kuvveti taşıma gücünün yeterliliği, minimum-maksimum donatı oranları, minimum kesit boyutları, donatı düzenlemeleriyle(etriye aralığı gibi) ilgili sınırlayıcılar. Kiriş gruplarına ait bu sınırlayıcılar şu şekilde ifade edebilir ;

Kiriş grupları için sınırlayıcılar ;

Eğilme momenti etkisi altındaki kritik kiriş kesitlerinde moment taşıma gücü, ϕM_n etkileyen hesap momenti, M_u değerinden büyük olmalıdır ;

$$g_{17} = \frac{M_u}{\phi M_n} - 1 \leq 0 \quad (17)$$

Betonarme kiriş kesitlerinde şartnamede belirtilen minimum donatı oranı şartı $A_{s,min}$ sağlanmalıdır ;

$$g_{18} = \frac{A_{s,min}}{A_s} - 1 \leq 0 \quad (18)$$

Betonarme kiriş kesitlerinde şartnamede belirtilen minimum donatı oranı şartı $A_{s,max}$ sağlanmalıdır

$$g_{19} = \frac{A_s}{A_{s,max}} - 1 \leq 0 \quad (19)$$

Kesme kuvveti etkisi altındaki kritik kiriş kesitlerinde kesme kuvveti taşıma gücü etkileyen kesme kuvveti değerinden büyük olmalıdır ;

$$g_{20} = \frac{V_u}{\phi V_n} - 1 \leq 0 \quad (20)$$

Kesme kuvveti etkisi altındaki kritik kiriş kesitlerine etkileyen kesme kuvveti, V_u değeri izin verilen maksimum kesme kuvveti, V_{max} hesap değerinden küçük olmalıdır;

$$g_{21} = \frac{V_u}{V_{max}} - 1 \leq 0 \quad (21)$$

Betonarme kiriş kesitlerinde şartnamede belirtilen minimum kesme donatısı alanı şartı $A_{v,min}$ sağlanmalıdır;

$$g_{22} = \frac{A_{v,min}}{A_v} - 1 \leq 0 \quad (22)$$

Kirişlere yerleştirilecek etriyeler arasındaki maksimum mesafe şartı s_{max} sağlanmalıdır;

$$g_{23} = \frac{s}{s_{max}} - 1 \leq 0 \quad (23)$$

Kirişlere yerleştirilecek etriyeler arasındaki minimum mesafe şartı s_{min} sağlanmalıdır ;

$$g_{24} = \frac{s_{min}}{s} - 1 \leq 0 \quad (24)$$

Minimum kiriş genişliği şartı b_{min} sağlanmalıdır ;

$$g_{25} = \frac{b_{min}}{b} - 1 \leq 0 \quad (25)$$

Minimum kiriş genişliği şartı d_{min} sağlanmalıdır ;

$$g_{26} = \frac{d_{min}}{d} - 1 \leq 0 \quad (26)$$

Kolon-Kiriş Birleşim Noktaları için Sınırlayıcılar ;

Kolon-Kiriş birleşim bölgelerinde kolonların toplam moment taşıma gücü kapasitesi, $\sum M_{r,kolon}$ kirişlerin toplam moment taşıma gücü kapasitesinin, $\sum M_{r,kiriş}$ en 1.2 katı değerinde olmalı;

$$g_{27} = \frac{\sum M_{r,kiriş}}{\sum 1.2(M_{r,kolon})} - 1 \leq 0 \quad (27)$$

Birleşim bölgelerinde kolonun her iki doğrultudaki boyutu bir üst kolonun aynı doğrultudaki boyutundan büyük veya eşit olmalı;

$$g_{28(a)} = \frac{b_{üstkolon}}{b_{altkolon}} - 1 \leq 0 \quad g_{28(b)} = \frac{h_{üstkolon}}{h_{altkolon}} - 1 \leq 0 \quad (28)$$

Kolon-Kiriş birleşimlerinde kiriş genişliği kolon genişliğine eşit veya kolon genişliğinden küçük olmalıdır;

$$g_{29} = \frac{b_{kiriş}}{b_{kolon}} - 1 \leq 0 \quad (29)$$

Son olarak kat deplasmanlarının sınırlandırılması açısından her kattaki göreceli kat deplasmanının, ($\Delta_i l = d_{i,l} - d_{i,l}(l-1)$, $\delta_{i,l} = R \cdot \Delta_i l$) kat yüksekliğine, oranı deprem yönetmeliğinde verilen sınırlamalar (0.02) içinde olmalıdır.

($\Delta_i l$: i. nci katta azaltılmış göreceli kat ötelemesi , $d_{i,l}$: i. nci kat deplasmanı , R : deprem yükü azaltma katsayısı , $\delta_{i,l}$: etkin göreceli kat ötelemesi)

$$g_{30} = \frac{\delta_i}{0.02} - 1 \leq 0 \quad (30)$$

Bu sınırlayıcılardan gerekli olanların şartnamelerde belirtilen düzenlemelere göre alacağı değerler Tablo-6.8 de verilmiş ve çalışmamızda kullanılmıştır.

Sınırlayıcılar	TS 500 & TDY	ACI 318-05
$g_1 = \frac{P_u}{P_{n,max}} - 1 \leq 0$	$P_{n,max} = 0.6 \cdot f_{ck} \cdot A_c$ (TS500) $P_{n,max} = 0.5 \cdot f_{ck} \cdot A_c$ (TDY) TDY' deki formül daha küçük sonuç vereceğinden dolayı TDY'deki formül kullanılmıştır.	$P_{n,max} = 0.8 \cdot \phi \cdot P_n (M_n = 0)$ ACI 318-05' e göre müsaade edilen maksimum eksenel kuvvet etriyeli kolonlar için yalnız eksenel yüke maruz durum için bulunan teorik eksenel yük taşıma gücünün 0.8 ve $\phi = 0.65$ değerleri ile çarpılması sonucu hesaplanır.
$g_2 = \frac{M_u}{M_n} - 1 \leq 0$	Tek eksenli eğilmeye maruz problemler için etkiyen moment değerinin etkiyen eksenel yük için seçilen kesitin taşıyabileceği moment değerinden küçük olması yeterlidir	
$g_3 = \frac{\rho_{min}}{\rho} - 1 \leq 0$ $g_4 = \frac{\rho}{\rho_{max}} - 1 \leq 0$	$\rho_{min} = 0.01$ $\rho_{max} = 0.04$ TDY'deki değerler kullanılmıştır.	$\rho_{min} = 0.01$ $\rho_{max} = 0.06$ ACI 318-05 (21.4.3.1) de öngörülen değerler.
$g_5 = \frac{A_{c,min}}{A_c} - 1 \leq 0$	$A_{c,min} = 75000 \text{ mm}^2$ TDY	ACI 318-05' de böyle bir sınır değer bulunmamaktadır
$g_6 = \frac{(b/h)_{min}}{(b/h)} - 1 \leq 0$ $g_6 = \frac{(h/b)_{min}}{(h/b)} - 1 \leq 0$	TS 500' de böyle bir sınır değer bulunmamaktadır.	ACI 318-05 (21.4.1.2) de kolon kesitinin kısa boyunun uzun boya oranının 0.4 den büyük olması zorunluluğu vardır. ($(b/h)_{min} = 0.4$)

$g_7 = \frac{b_{\min}}{b} - 1 \leq 0$ $g_7 = \frac{b_{\min}}{h} - 1 \leq 0$	<p><i>TDY’de kolonlar için minimum kesit boyutu $b_{\min} = 250 \text{ mm}$ olarak verilmiştir.</i></p>	<p><i>ACI 318-05 (21.4.1.1)’de kolonlar için minimum kesit boyutu $b_{\min} = 300 \text{ mm}$ olarak verilmiştir.</i></p>
$g_8 = \frac{\phi_{\min}}{\phi} - 1 \leq 0$	<p><i>TDY’de kolonlar için minimum donatı çapı ve düzenlemesi $4\phi 16$ veya $6\phi 14$ olarak verilmiştir. Minimum 14 lük demir çapı bu çalışmada kullanılmıştır.</i></p>	<p><i>ACI 318-05’ de böyle bir sınır değer bulunmamaktadır.</i></p>
$g_9 = \frac{ds}{ds_{\max}} - 1 \leq 0$	<p><i>Her iki şartnamede de bu konuda bir husus bulunmamakla birlikte yapılan çalışmalar incelendiğinde ve üretilen tasarımın uygulanabilir olması göz önüne alındığında bir çok çalışmada $ds_{\max} = 24$ alınması nedeniyle bu çalışmada da bu değer kullanılacaktır.</i></p>	
$g_{10} = \frac{a_{\min}}{a} - 1 \leq 0$	<p><i>Her iki şartnamede de bu konuda verilen sınır değerler incelendiğinde ve beton dökümüne izin verilmesi açısından bu çalışmada $a_{\min} = 50 \text{ mm}$ alınmıştır.</i></p>	
$g_{11} = \frac{a}{a_{\max}} - 1 \leq 0$	<p><i>TDY’de kolonlar için boyuna donatılar arasındaki maksimum mesafe olarak $a_{\max} = 200 \text{ mm}$ belirlenmiştir.</i></p>	<p><i>ACI 318-05 (7.10.5)’de kolonlar için boyuna donatılar arasındaki maksimum mesafe olarak $a_{\max} = 150 \text{ mm}$ belirlenmiştir.</i></p>
$g_{12} = \frac{V_u}{\phi V_n} - 1 \leq 0$	<p><i>Kesme kuvvetine maruz elemanlarla ilgili düzenlemeler ve hesap yöntemleri Bölüm 6.2.3 de verilmektedir.</i></p>	
$g_{13} = \frac{V_u}{V_{\max}} - 1 \leq 0$		
$g_{14} = \frac{A_{v,\min}}{A_v} - 1 \leq 0$		
$g_{15} = \frac{s}{s_{\max}} - 1 \leq 0$		
$g_{16} = \frac{s_{\min}}{s} - 1 \leq 0$		
$g_{17} = \frac{M_u}{\phi M_n} - 1 \leq 0$	<p><i>Kirişlerin her üç bölgesinde her iki yöndeki moment taşıma statik analizden hesaplanan tasarım moment değerlerinden küçük olamaz.</i></p>	

$g_{18} = \frac{A_{s,\min}}{A_s} - 1 \leq 0$	$A_{s,\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_y} b_w d$ <p style="text-align: center;">TS500 7.3</p>	$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$
$g_{19} = \frac{A_s}{A_{s,\max}} - 1 \leq 0$	$A_{s,\max} = 0.02b_w d$ <p style="text-align: center;">TS500 7.5</p>	$A_{s,\max} = \rho A_{sb}$ <p style="text-align: center;">($\rho=0.643 f_c' \leq 30 \text{ MPa}$, $\rho=0.679 f_c' \leq 35 \text{ MPa}$, $\rho=0.714 f_c' \leq 40 \text{ MPa}$) A_{sb} = dengeli kırılma donatı oranı)</p>
$g_{20} = \frac{V_u}{\phi V_n} - 1 \leq 0$	<p style="text-align: center;"><i>Kesme kuvvetine maruz elemanlarla ilgili düzenlemeler ve hesap yöntemleri Bölüm 3.2.3 de verilmektedir.</i></p>	
$g_{21} = \frac{V_u}{V_{\max}} - 1 \leq 0$		
$g_{22} = \frac{A_{v,\min}}{A_v} - 1 \leq 0$	<p style="text-align: center;"><i>Kesme kuvvetine maruz elemanlarla ilgili düzenlemeler ve hesap yöntemleri Bölüm 3.2.3 de verilmektedir.</i></p>	
$g_{23} = \frac{s}{s_{\max}} - 1 \leq 0$		
$g_{24} = \frac{s_{\min}}{s} - 1 \leq 0$		
$g_{25} = \frac{b_{\min}}{b} - 1 \leq 0$	<p style="text-align: center;"><i>TDY'de kirişler için minimum kesit boyutu $b_{\min} = 250 \text{ mm}$ olarak verilmiştir.</i></p>	<p style="text-align: center;"><i>ACI 318-05 göre analizde kirişler için minimum kesit boyutu $b_{\min} = 250 \text{ mm}$ olarak alınmıştır.</i></p>

$g_{26} = \frac{d_{\min}}{d} - 1 \leq 0$	<p><i>Sehim kontrolü gerektirmemesi açısından min. Kiriş yüksekliği d_{\min}, kenar açıklıkta kiriş açıklığının 12 de 1 inden, orta açıklıklarda 15 de 1 inden az olamaz.</i></p>	<p><i>Sehim kontrolü gerektirmemesi açısından min. Kiriş yüksekliği d_{\min}, kenar açıklıkta kiriş açıklığının 18.5 de 1 inden, orta açıklıklarda 21 de 1 inden az olamaz.</i></p>
--	--	--

Tablo-6.8. Optimizasyon probleminde tanımlanan sınırlayıcıların Türk ve Amerikan şartnamelerine göre değerlendirilmesi

6.4. Sayısal Uygulamalar :

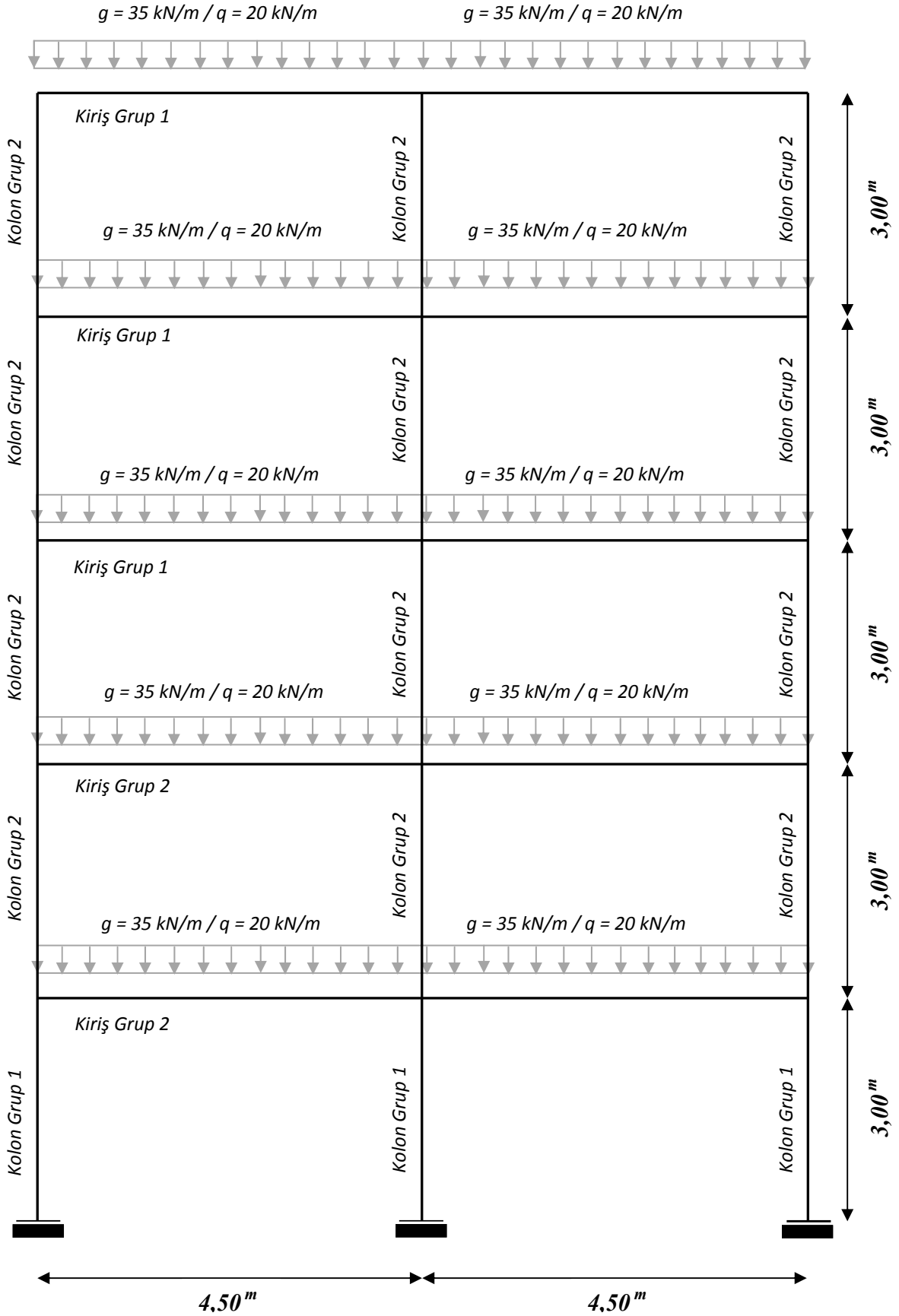
6.4.1 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve :

Birinci örnek olarak 5 katlı, 2 açıklıklı bir betonarme çerçeve seçilmiştir. Çerçeve yükleme durumuna ve kiriş açıklıklarına göre simetriktir. Simetrik elemanların donatılandırılması birbirinin aynısıdır. Çerçeve boyutları, yükleme durumu ile kolon ve kirişlerin gruplandırmaları Şekil.6.9 da verilmektedir. Çerçevede kullanılan beton dayanımı 25 MPa ve çeliğinki ise 400 MPa olarak alınmıştır. Kirişlere etkiyen yükler her kiriş için aynı olup sabit yük 35 kN/m, hareketli yük 20 kN/m alınmıştır. Çerçeve maliyetinin hesaplanmasında beton birim maliyeti 100 \$/m³, kalıp ve işçilik birim maliyeti 25 \$/m² ve inşaat demiri maliyeti 1 \$/kg. olarak alınmıştır. Tasarımda kullanılan malzeme özellikleri, deprem bölgesi özellikleri ve diğer gerekli açıklamalar Tablo-6.9 de verilmektedir.

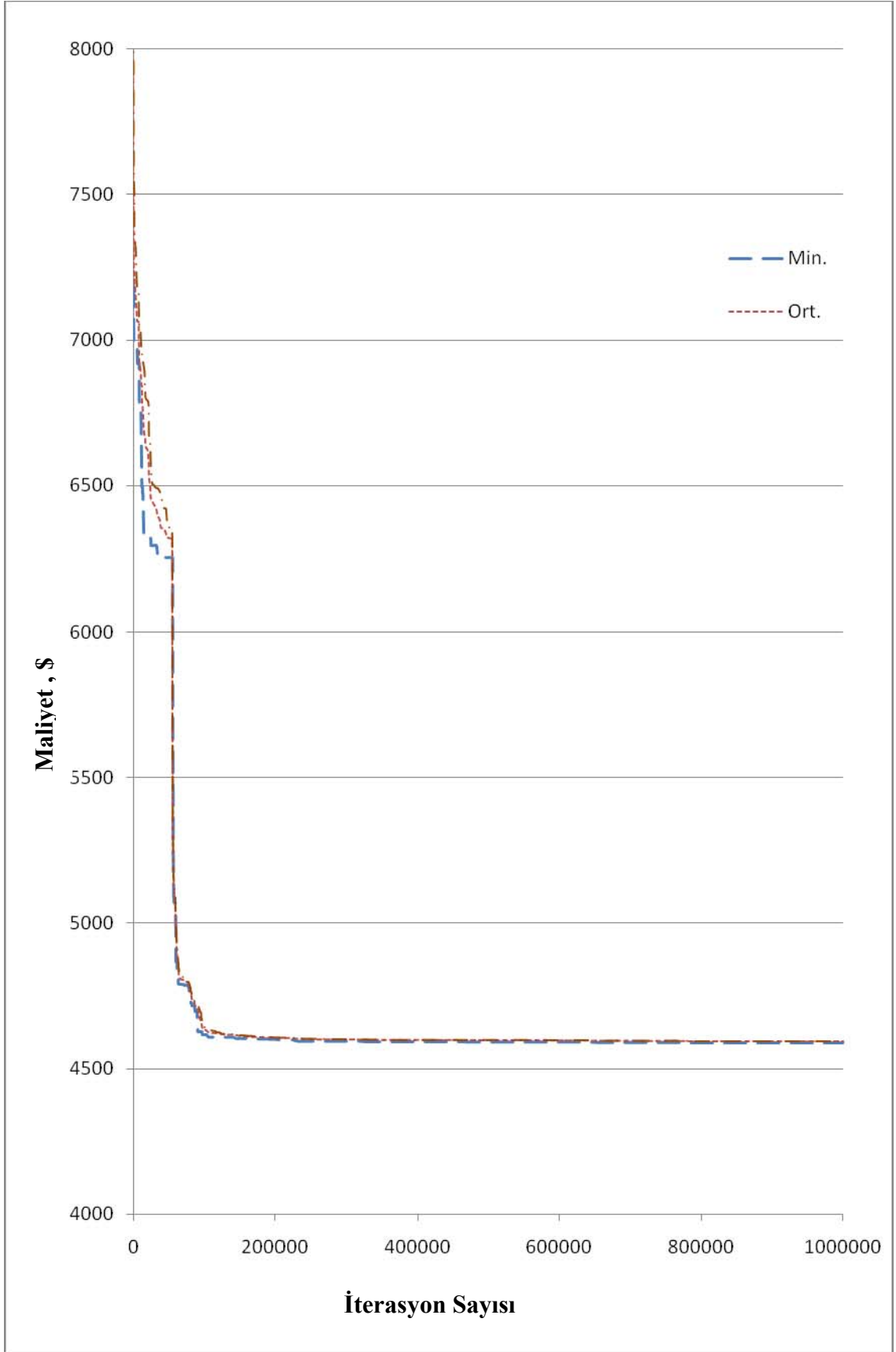
Örnek 1 Çerçeve Özellikleri	
Beton basınç dayanımı ,fc (N/mm ²)	25
Çelik akma dayanımı, fy(N/mm ²)	400
Paspayı , mm	50
Demirli beton birim hacim ağırlığı , kN/m ³	25
Kiriş grup sayısı	2
Kolon grup sayısı	2
Deprem Bölgesi	2.Derece
Ta	0.15
Tb	0.40
R	4
Ao	0.30
I	1
HMS	15
HMCR	0.65
PAR	0.45

Tablo-6.9 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneği için kullanılan değerler

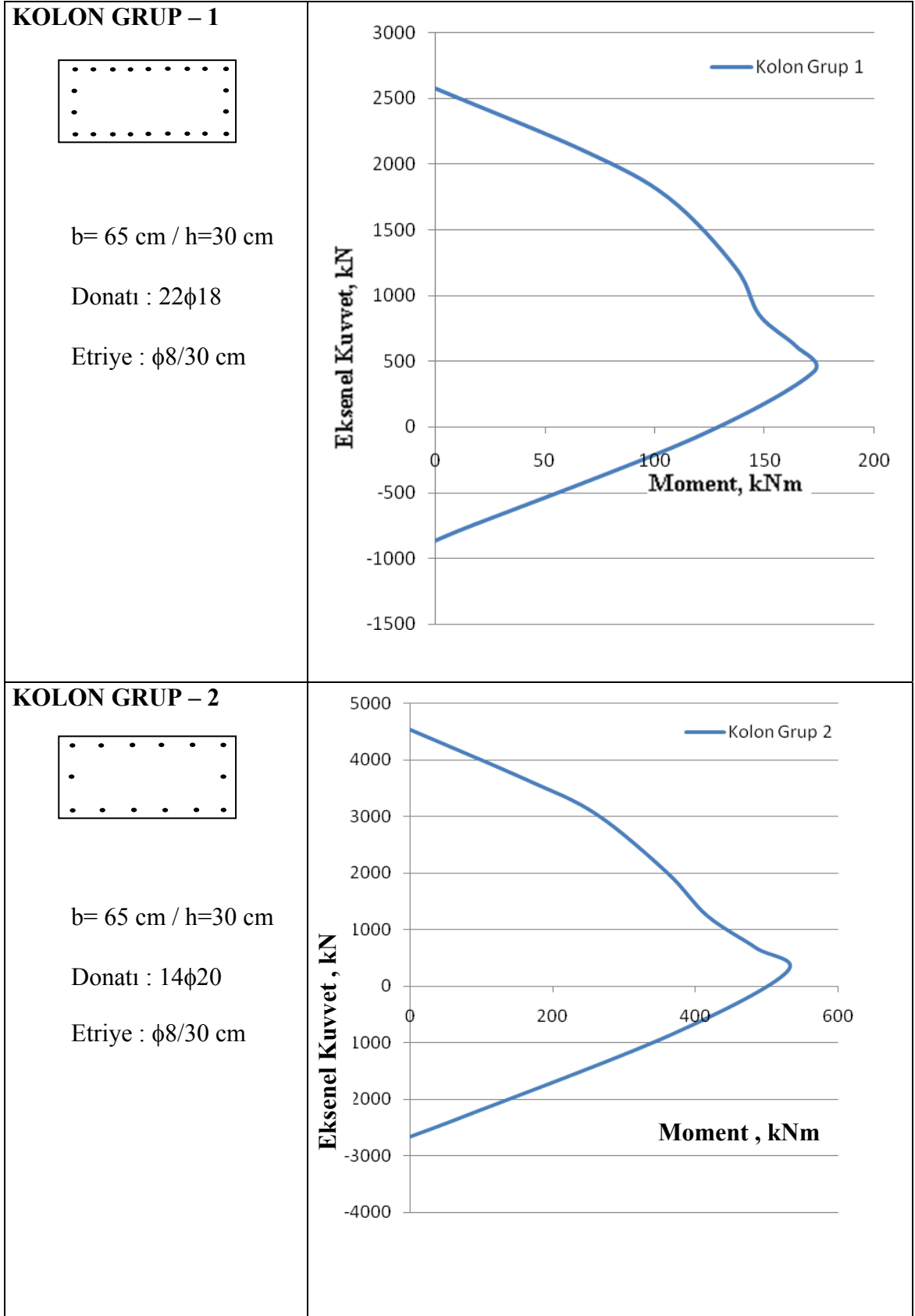
Örnek 1'de verilen 5 katlı, iki açıklıklı çerçevenin ACI 318-05 ve TS 500 şartnamelerine göre optimum boyutlandırması yapılmış ve çerçeveyi oluşturan kiriş ve kolonların optimum boyutları elde edilmiştir. ACI 318-05'e göre yapılan optimum tasarım maliyeti 5631.54 \$ olarak elde edilmiş ve bu tasarımda elde edilen kolon ve kiriş gruplarının optimum boyutları ve donatılandırmaları ile kolon P-M karşılıklı etki diyagramları Şekil-6.10-13 de verilmiştir. TS500'e göre yapılan optimum tasarımın maliyeti 6503.99 \$ olarak elde edilmiş, optimum tasarım için elde edilen kolon ve kiriş gruplarının boyutları ve donatılandırmaları ile kolon P-M karşılıklı etki diyagramları Şekil-6.14-17 de verilmektedir.



Şekil-6.9 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin boyutları, yükleme durumu ve eleman gruplandırması

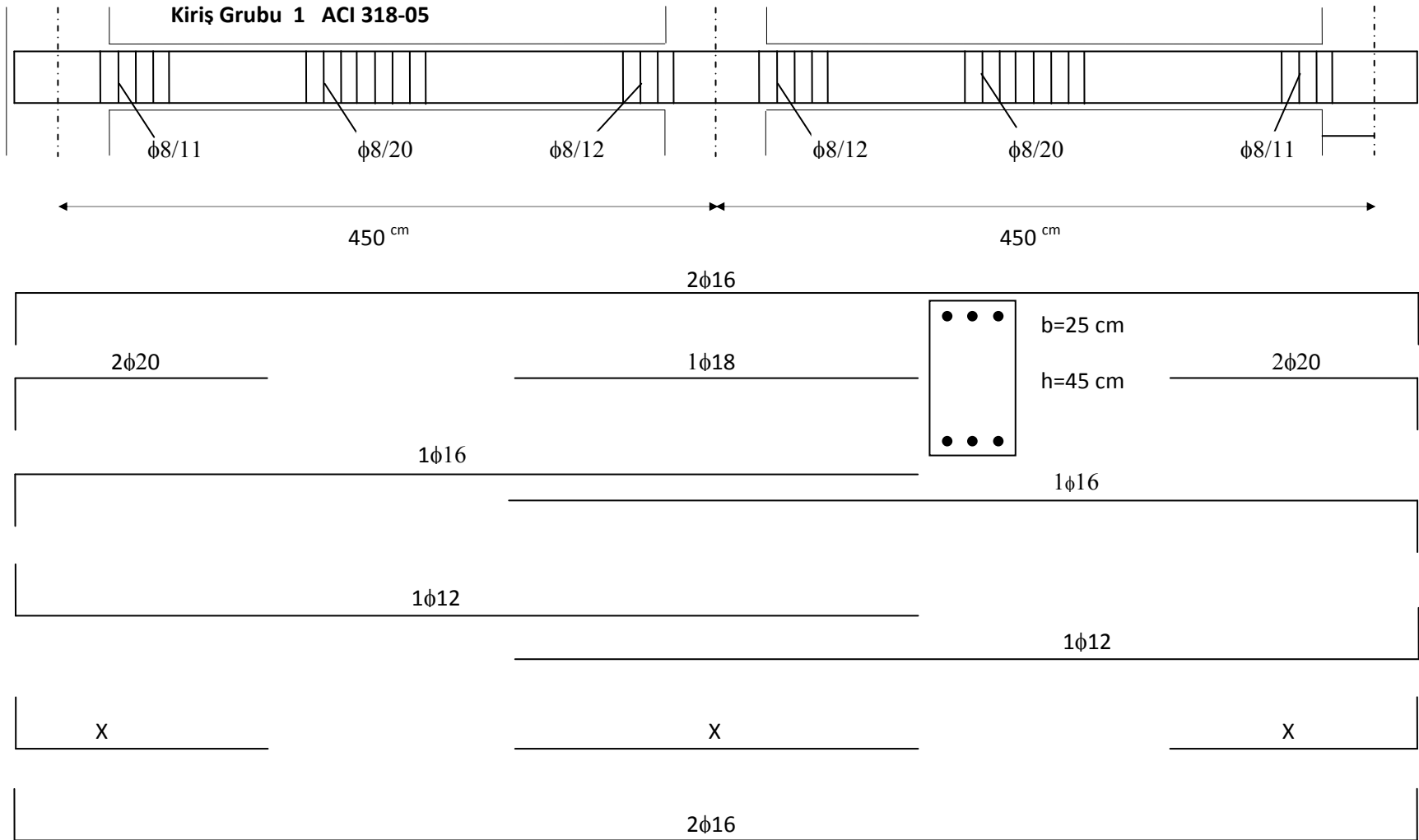


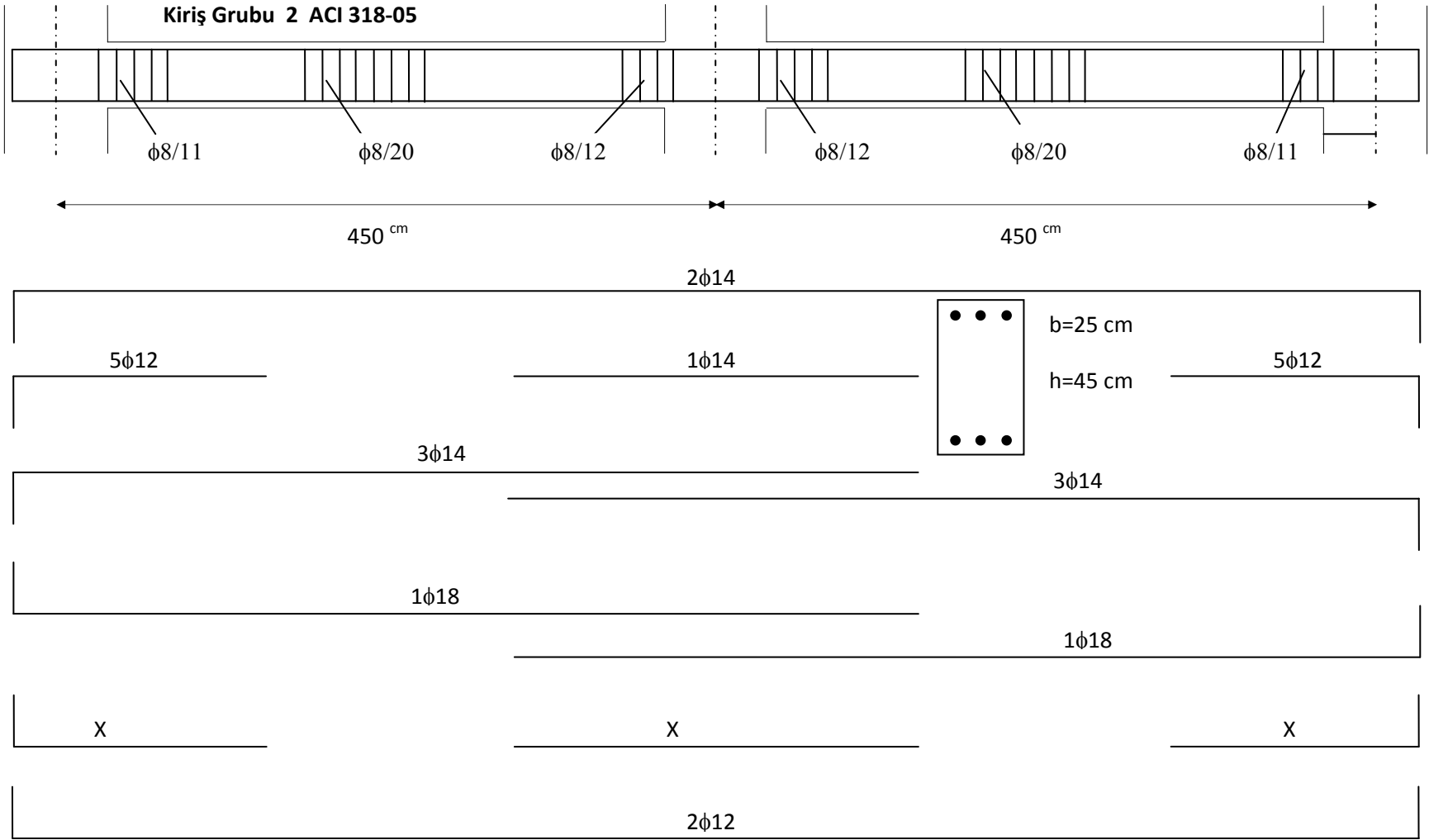
Şekil-6.10 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi



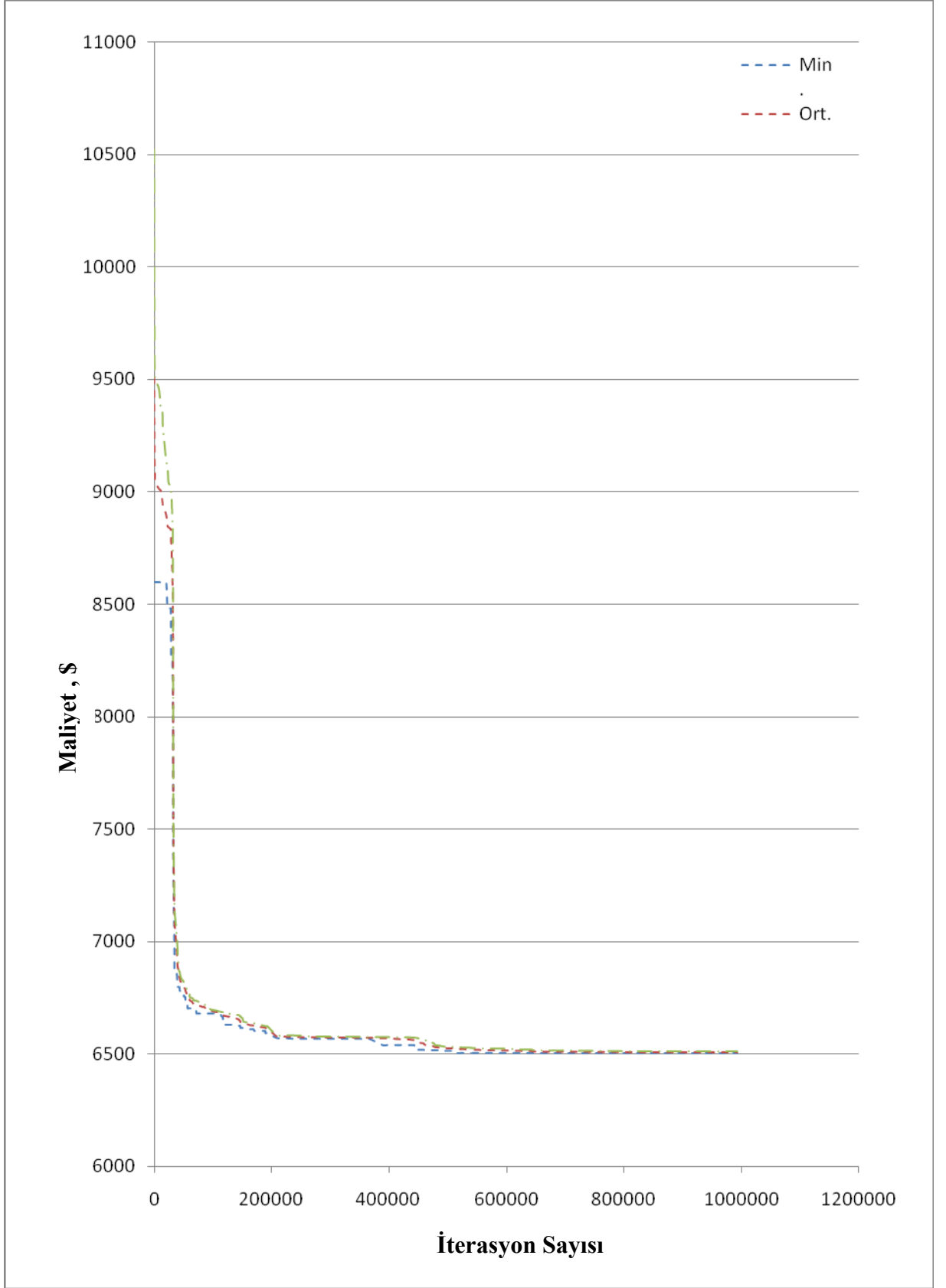
Şekil-6.11 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü

Şekil-6.12 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kiriş grubu 1 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma

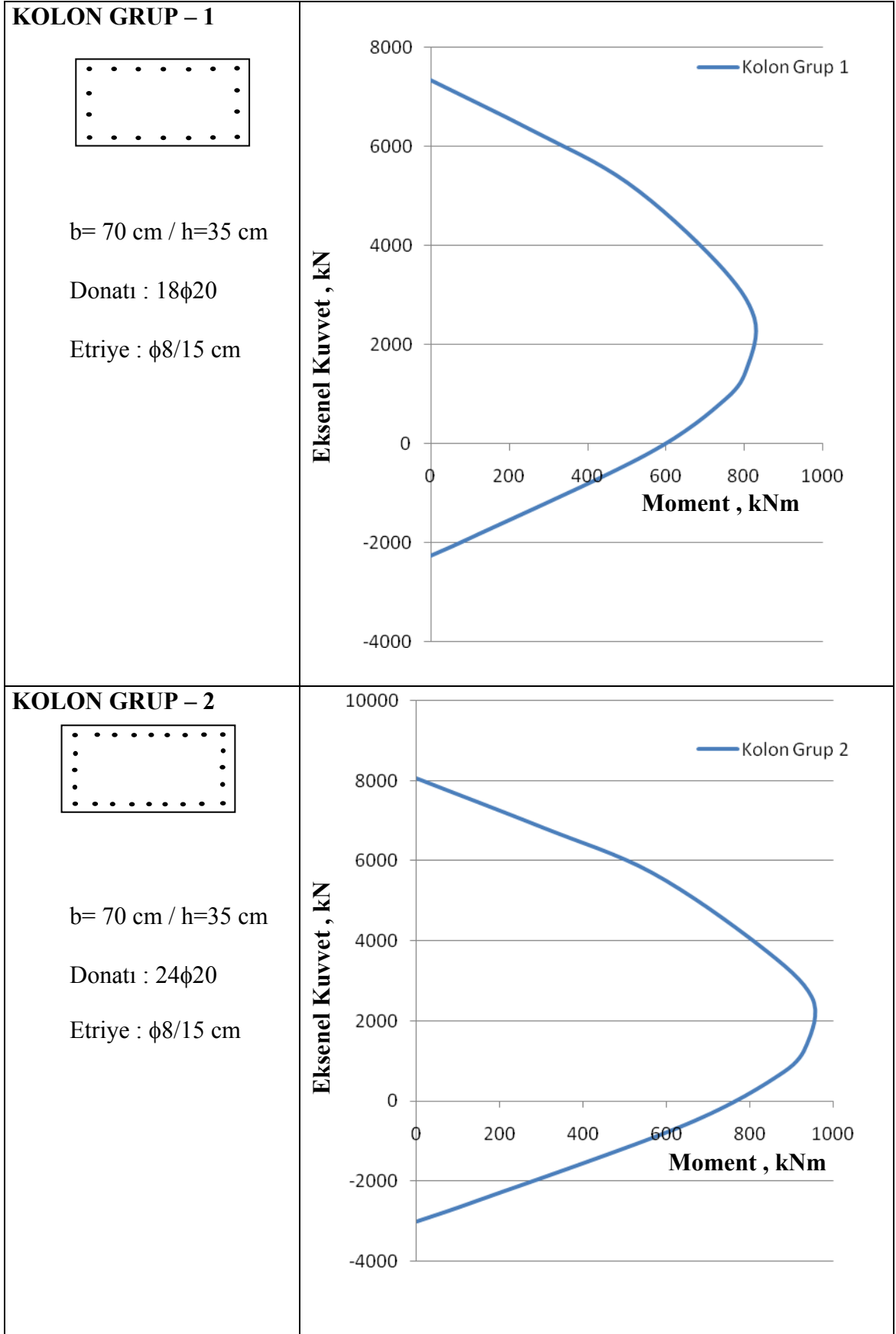




Şekil-6.13 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımı için elde edilen boyutlar ve donatılandırma

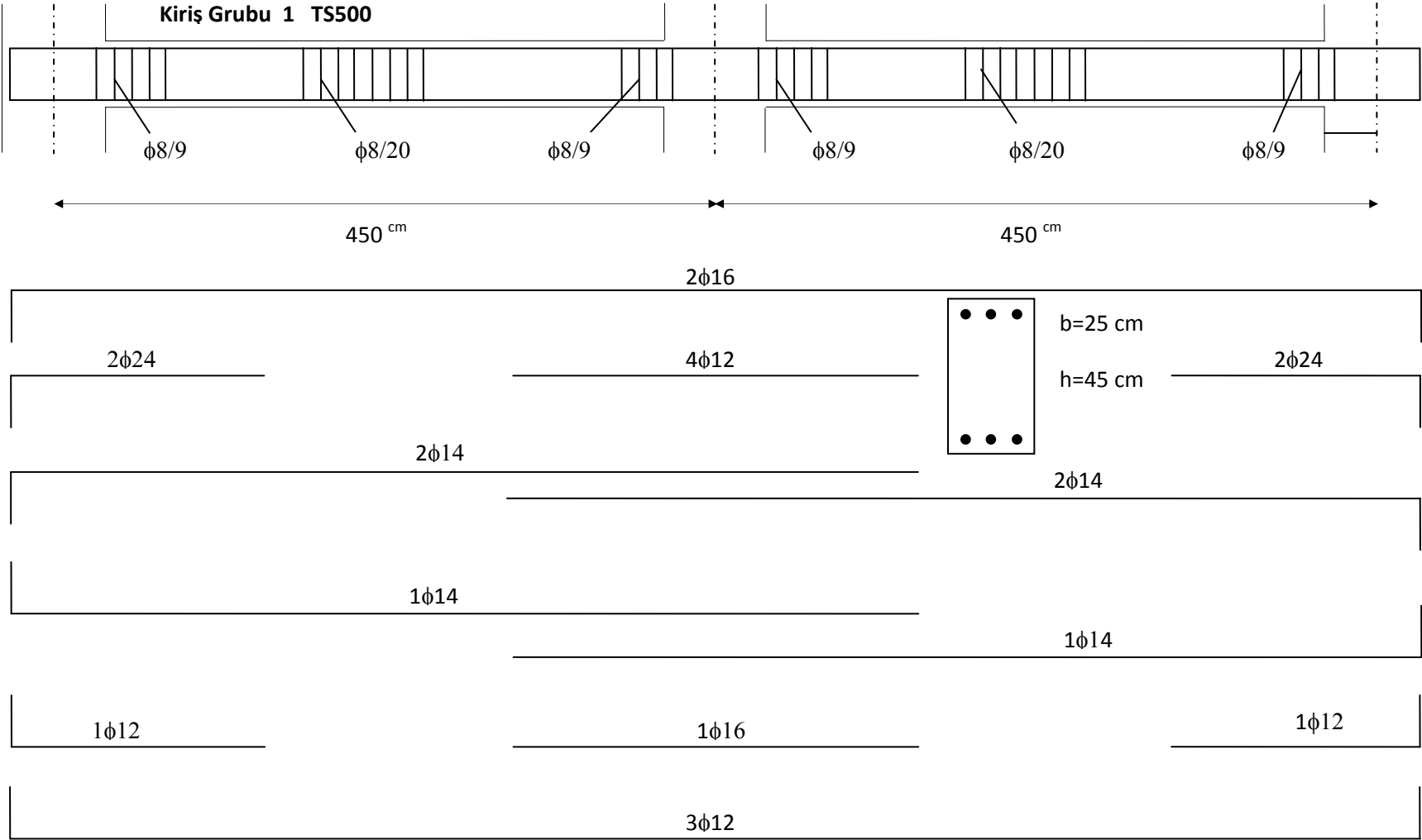


Şekil-6.14 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS 500'e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi

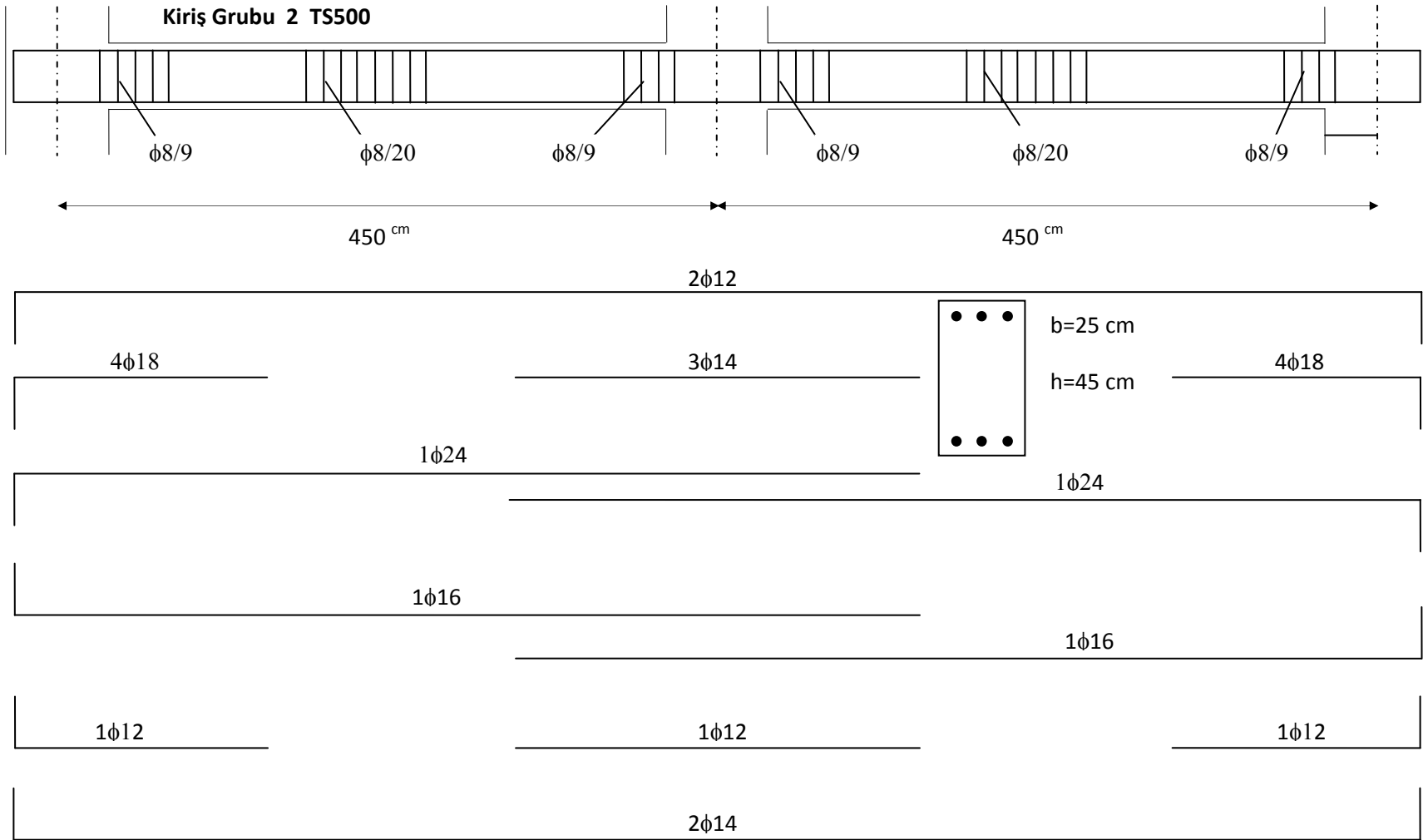


Şekil-6.15 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS 500' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü

Şekil-6.16 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500'e göre optimum tasarımında kiriş grubu I için elde edilen boyutlar ve donatılardır



Şekil-6.17 Beş katlı, iki açıklıklılı betonarme çerçevenin TS500' e göre optimum tasarrımında kiriş grubu 2 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma



Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneğinde her bir kolon grubu için 5, her bir kiriş grubu için çerçevenin simetrik olmasına bağlı olarak 11 adet olmak üzere toplam 32 adet tasarım değişkeni ve çerçeve örneğinde bulunan kolon grup sayısı, kiriş grup sayısı, kolon sayısı ve kiriş sayısına bağlı olarak 632 adet sınırlayıcı kullanılarak optimum tasarımlar elde edilmiştir. Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneği için elde edilen optimum maliyetler Tablo-6.10 da ayrıntılı olarak incelenebilir.

		ACI 318-05		TS 500	
		Miktar	Maliyet (\$)	Miktar	Maliyet (\$)
Beton	m ³	13.12	1311.75	15.30	1530.00
Kalıp ve İşçilik	m ²	127.64	3191.00	135.95	3398.75
İnşaat Demiri	kg	1128.79	1128.79	1575.19	1575.19
Toplam			5631.54 \$		6503.94 \$

Tablo-6.10 Beş katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneği için elde edilen optimum maliyetler

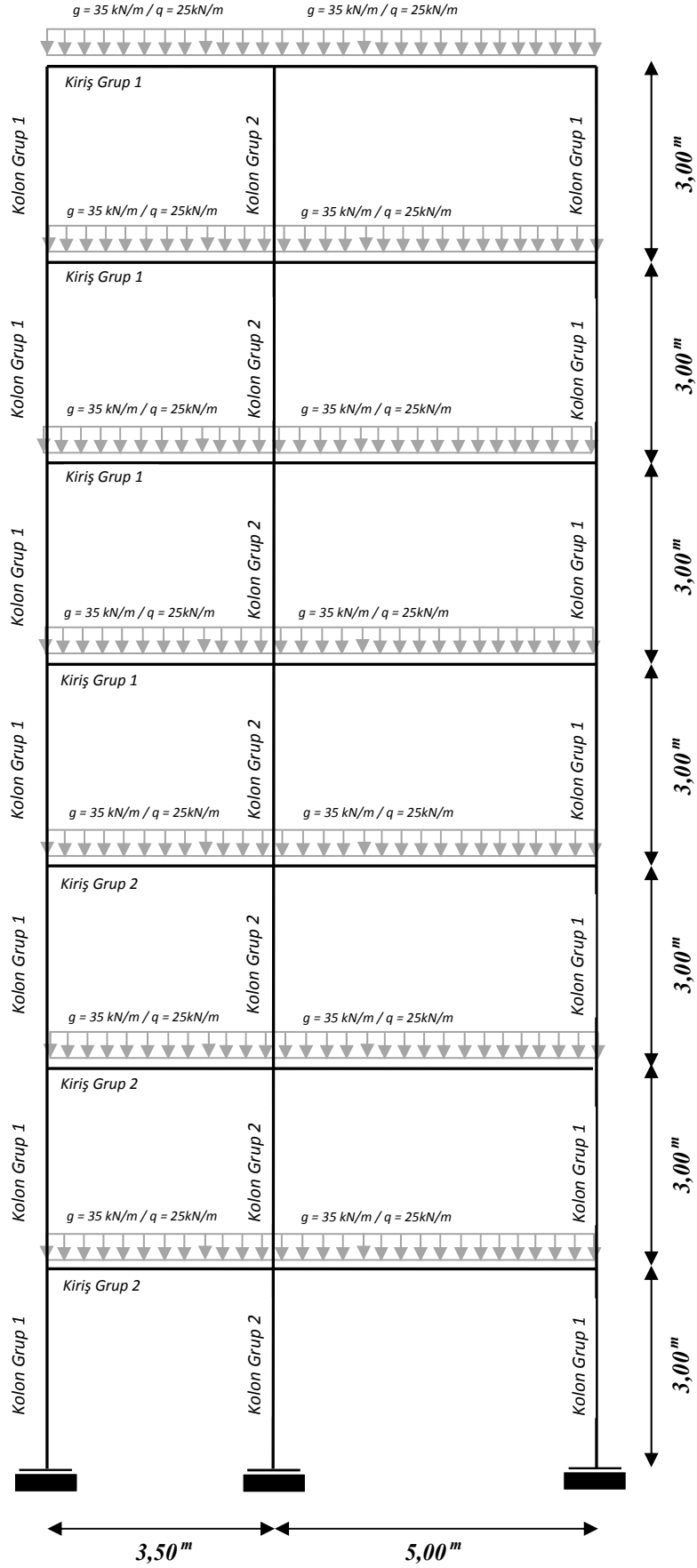
6.4.2 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve :

İkinci örnek olarak 7 katlı, 2 açıklıklı bir betonarme çerçeve seçilmiştir. Çerçeve boyutları, yükleme durumu ile kolon ve kirişlerin gruplandırmaları Şekil.6.18 de verilmiştir. Çerçevede kullanılan betonun karakteristik dayanımı 30 MPa ve çeliğinki ise 400 MPa olarak alınmıştır. Kirişlere etkiyen yükler her kiriş için aynı olup sabit yük 35 kN/m ve hareketli yük 25 kN/m alınmıştır. Çerçeve maliyetinin hesaplanmasında beton birim maliyeti 100 \$/m³, kalıp ve işçilik birim maliyeti 25 \$/m² ve inşaat demiri maliyeti 1 \$/kg. olarak alınmıştır. Tasarımda kullanılan malzeme özellikleri, deprem bölgesi özellikleri ve diğer gerekli açıklamalar Tablo-6.11 de verilmiştir.

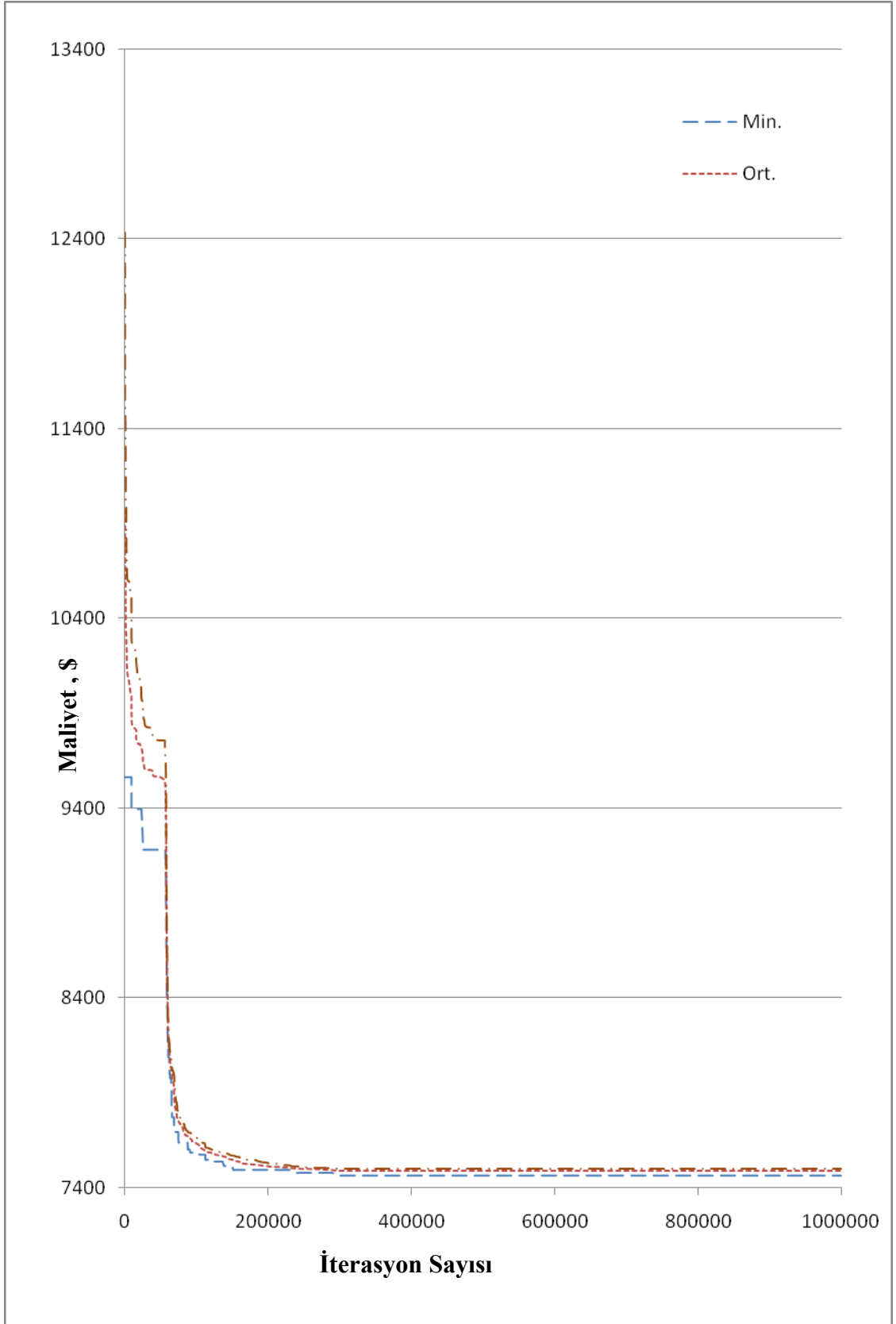
Örnek 2 Çerçeve Özellikleri	
Beton basınç dayanımı ,fc (N/mm ²)	30
Çelik akma dayanımı, fy(N/mm ²)	400
Paspayı , mm	50
Demirli beton birim hacim ağırlığı , kN/m ³	25
Kiriş grup sayısı	2
Kolon grup sayısı	2
Deprem Bölgesi	2.Derece
Ta	0.15
Tb	0.40
R	4
Ao	0.30
I	1
HMS	15
HMCR	0.70
PAR	0.45

Tablo-6.11 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneği için kullanılan değerler

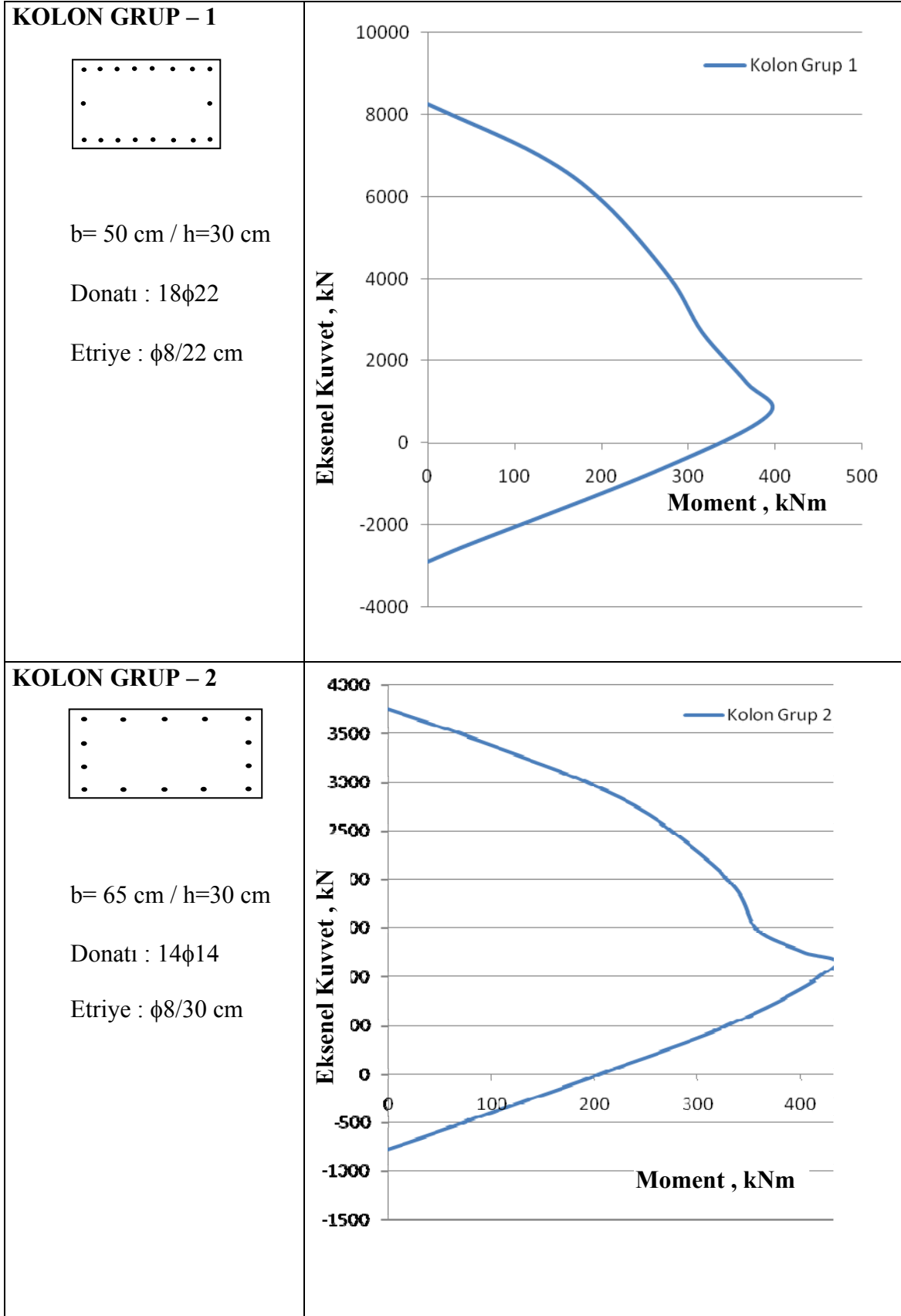
Örnek 2’de verilen 7 katlı, iki açıklıklı çerçevenin ACI 318-05 ve TS 500 şartnamelerine göre ayrı ayrı optimum tasarımları elde edilmiştir. Çerçevenin ACI 318-05’e göre optimum tasarım maliyeti 7466.36 \$ olarak bulunmuş ve optimum tasarım için elde edilen kolon ve kiriş gruplarının boyutları ve donatılandırmaları ile kolon P-M karşılıklı etki diyagramları Şekil-6.19-22 de verilmiştir. TS 500 e göre yapılan optimum tasarım maliyeti 8543.02 \$ olarak elde edilmiş, optimum tasarım için elde edilen kolon ve kiriş gruplarının özellikleri ve donatılandırmaları ile kolon P-M karşılıklı etki diyagramları Şekil-6.23-26 de verilmiştir.



Şekil-6.18 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin boyutları, yükleme durumu ve eleman gruplandırması

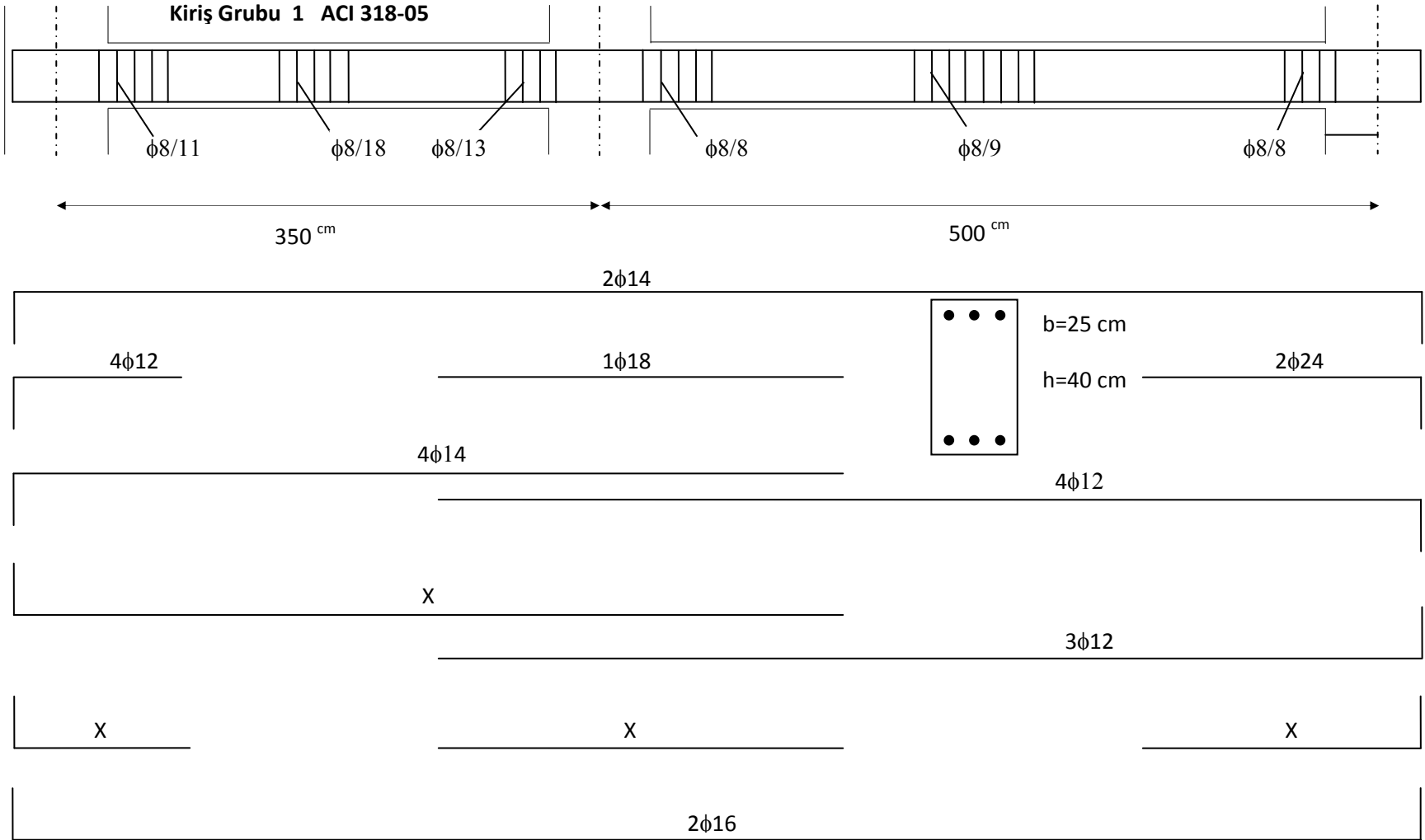


Şekil-6.19 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi

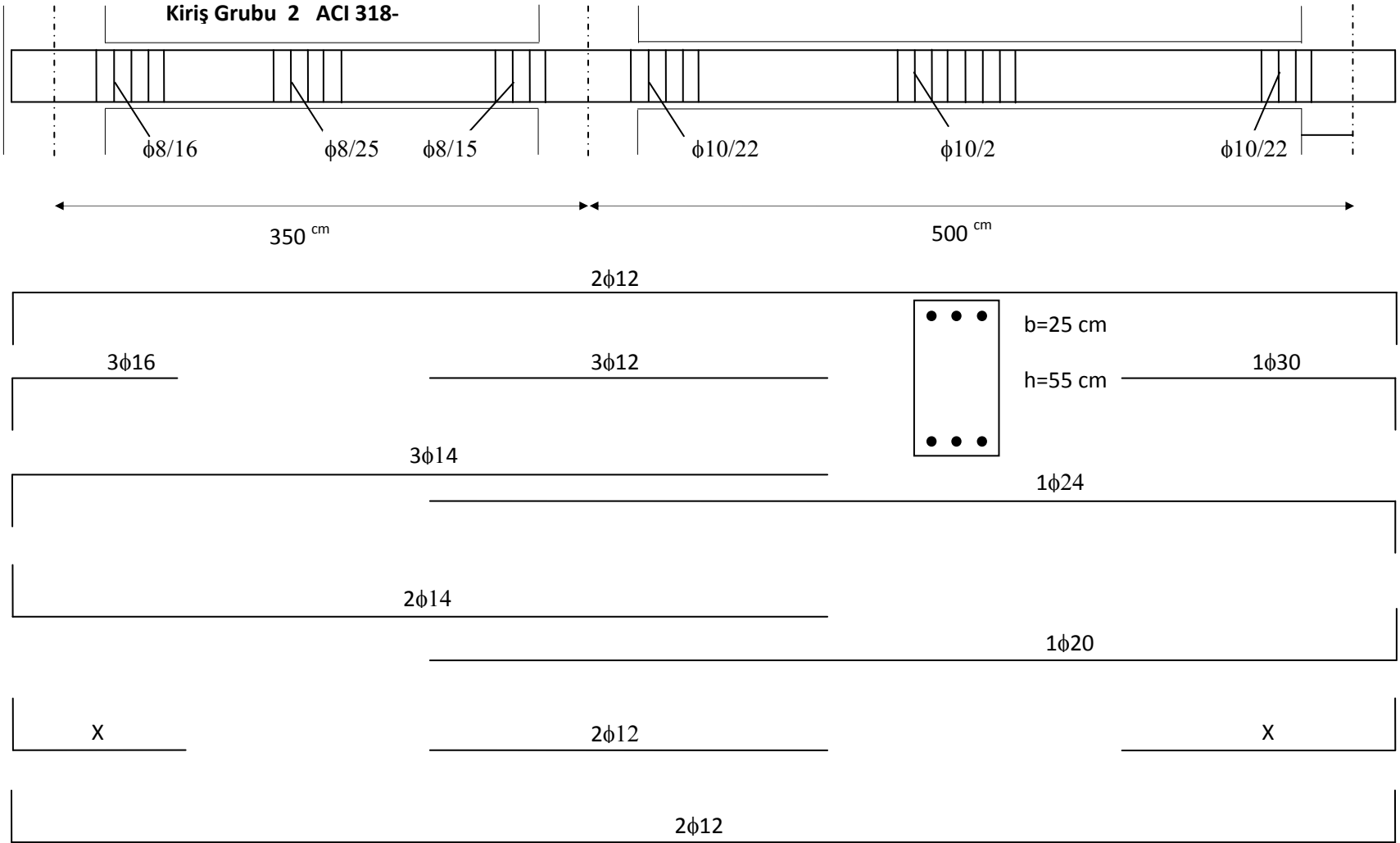


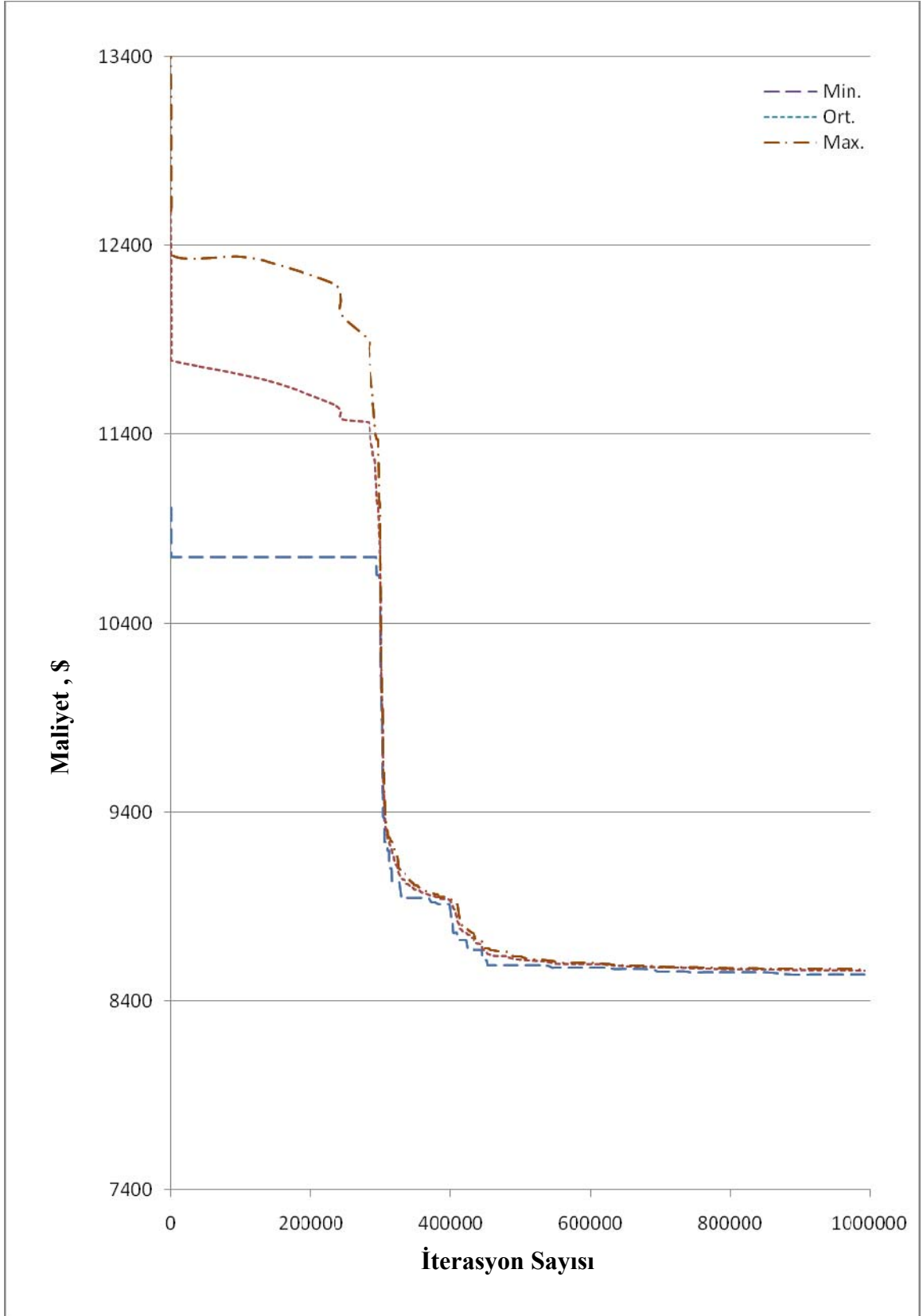
Şekil-6.20 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü

Şekil-6.21 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin gerçeyenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kiriş grubu 1 için elde edilen boyutlar ve donatılarını göstermektedir.

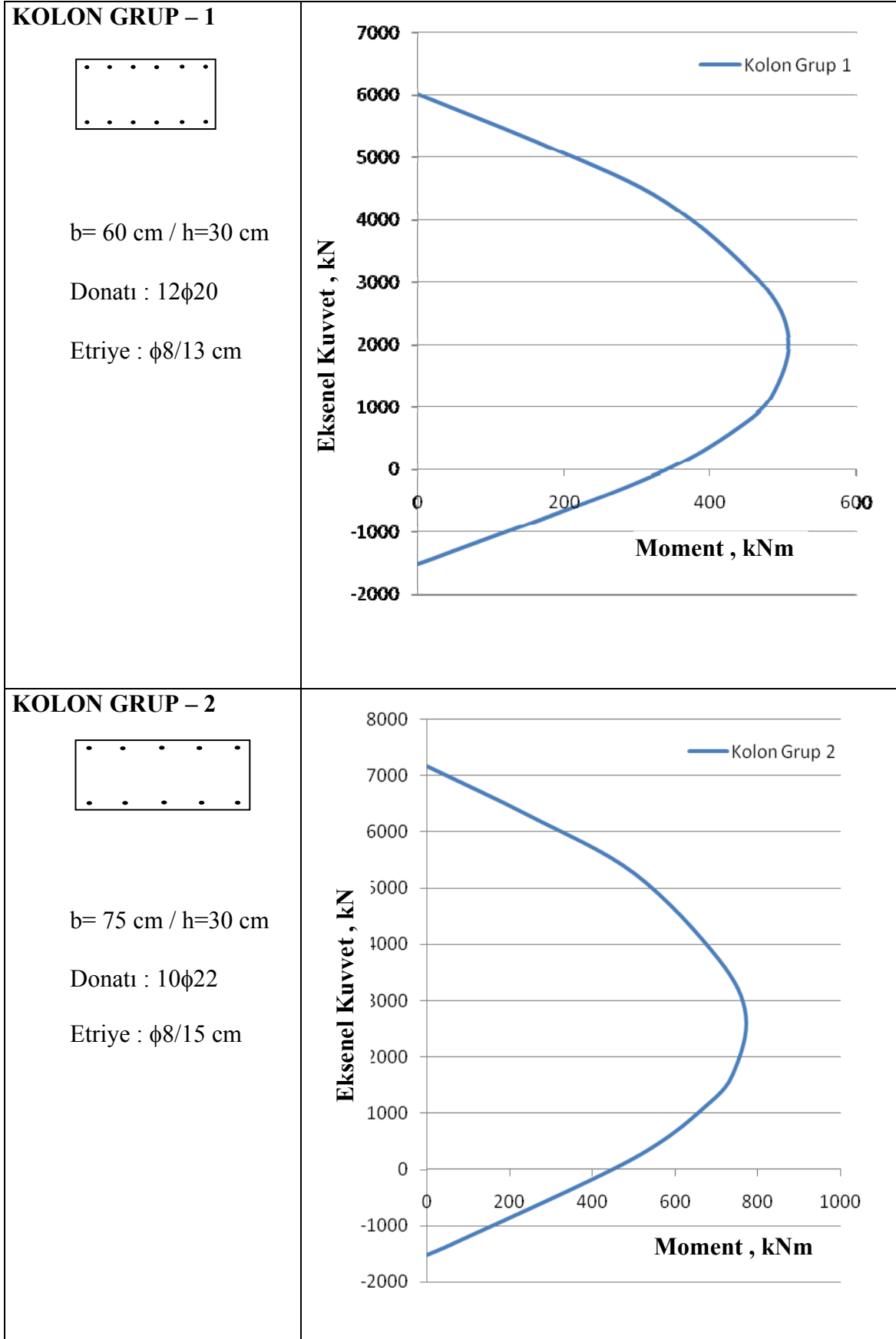


Şekil-6-22 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarrımında kiriş grubu2 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma



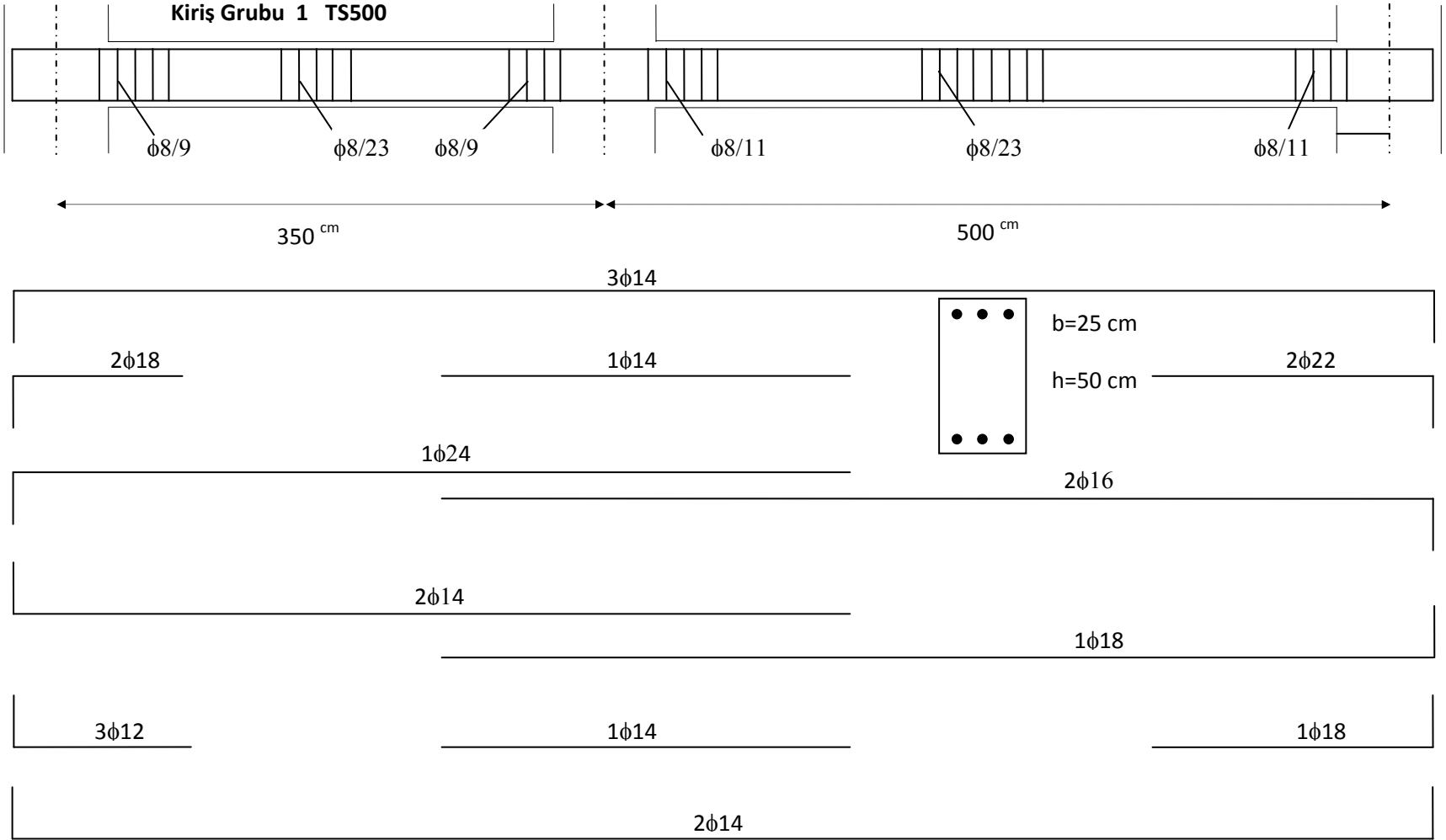


Şekil-6.23 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500'e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi

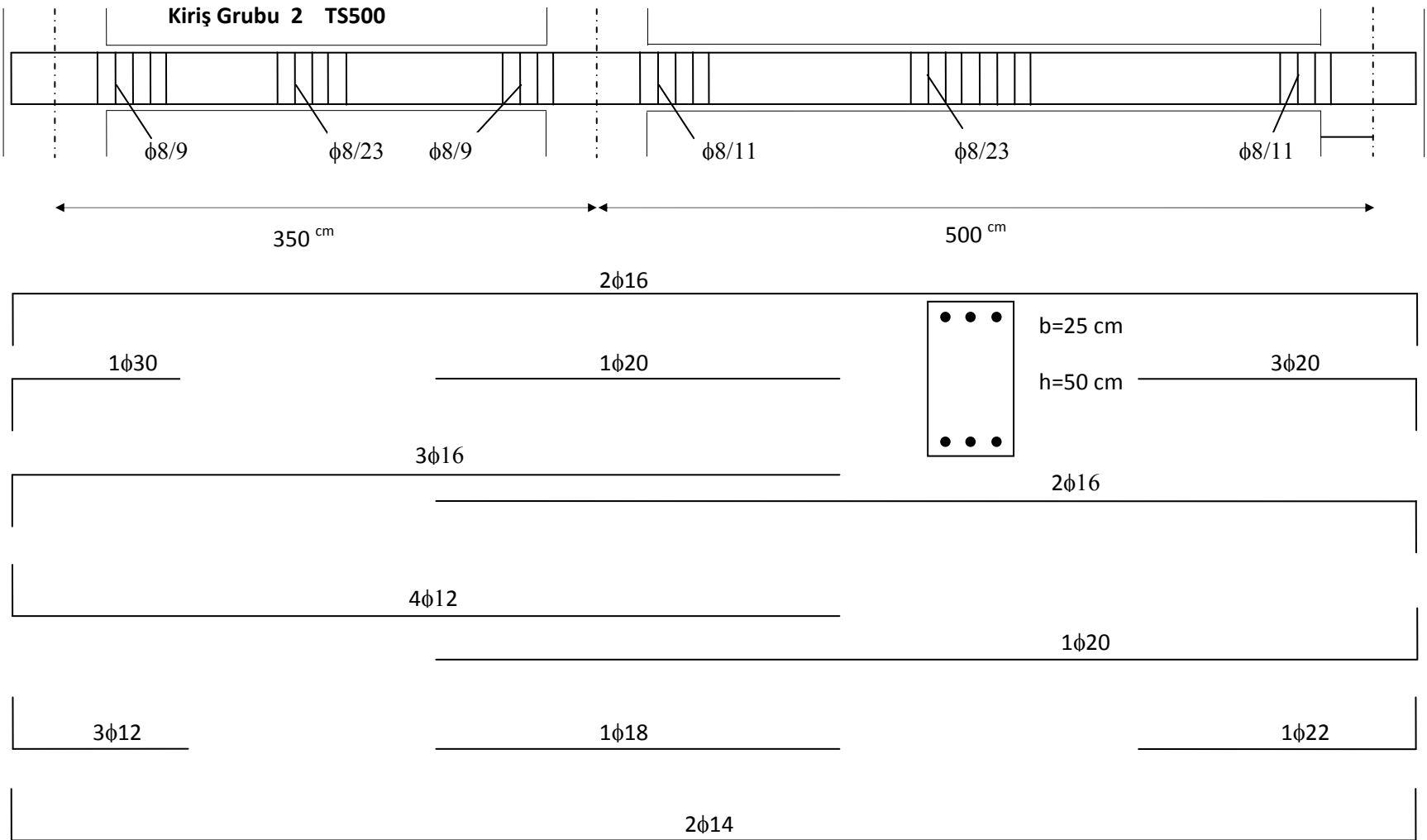


Şekil-6.24 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü

Şekil-6.25 Yedi katlı, iki açıklıklılı betonarme çerçevenin TS500'e göre optimum tasarrımında kiriş grubu I için elde edilen boyutlar ve donatılandırma



Şekil-6.26 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin TS500' e göre optimum tasarrımında kiriş grubu 2 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma



Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneğinde her bir kolon grubu için 5, her bir kiriş grubu için 15 adet olmak üzere toplam 40 adet tasarım değişkeni ve çerçeve örneğinde bulunan kolon grup sayısı, kiriş grup sayısı, kolon sayısı ve kiriş sayısına bağlı olarak 843 adet sınırlayıcı kullanılarak optimum tasarımlar elde edilmiştir. Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçevenin optimum boyutlandırması sonucu elde edilen optimum maliyet değerleri Tablo-6.12 da verilmiştir.

		ACI 318-05		TS500	
		Miktar	Maliyet (\$)	Miktar	Maliyet (\$)
Beton	m ³	16.37	1637.50	18.55	1855
Kalıp ve İşçilik	m ²	164.61	4115.19	178.95	4471.25
İnşaat Demiri	kg	1713.67	1713.67	2216.77	2216.77
Toplam			7466.36 \$		8543.02 \$

Tablo-6.12 Yedi katlı, iki açıklıklı betonarme çerçeve örneği için elde edilen optimum maliyetler

6.4.3 Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçeve :

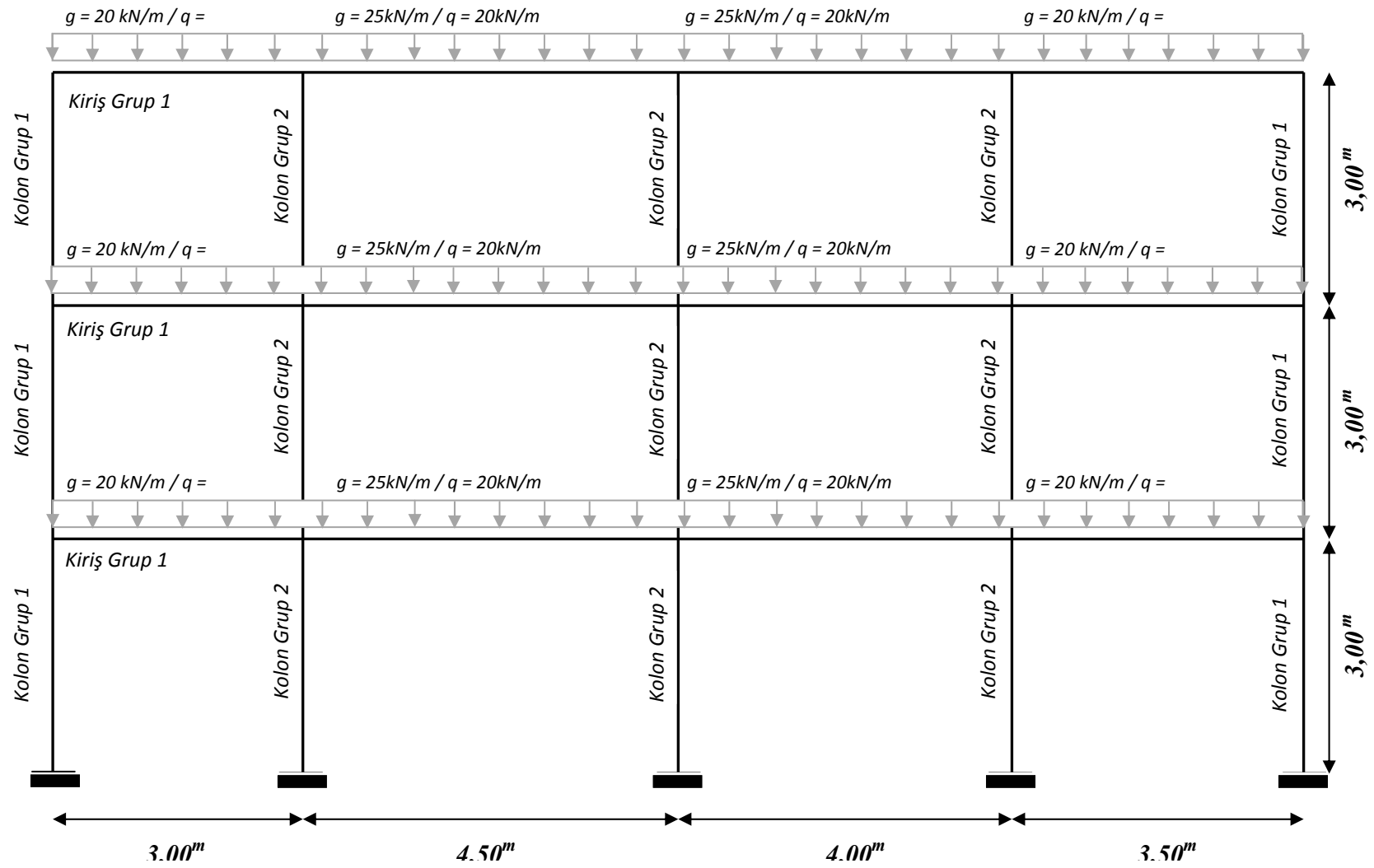
Üçüncü örnek olarak 3 katlı, 4 açıklıklı bir betonarme çerçeve seçilmiştir. Çerçeve boyutları, yüklenme durumu ile kolon ve kirişlerin gruplandırmaları Şekil.6.27 da verilmiştir. Çerçevede kullanılan betonun karakteristik dayanımı 30 MPa ve çeliğinki ise 400 MPa olarak alınmıştır. Kirişlere etkiyen yükler kenar kirişler için sabit yük 20 kN/m, hareketli yük 15 kN/m, orta açıklıktaki kirişler için sabit yük 25 kN/m ve hareketli yük 20 kN/m alınmıştır. Çerçeve maliyetinin hesaplanmasında beton birim maliyeti 100 \$/m³, kalıp ve işçilik birim maliyeti 25 \$/m² ve inşaat demiri maliyeti 1 \$/kg. olarak alınmıştır. Tasarımda kullanılan malzeme özellikleri, deprem bölgesi özellikleri ve diğer gerekli açıklamalar Tablo-6.13 de verilmektedir.

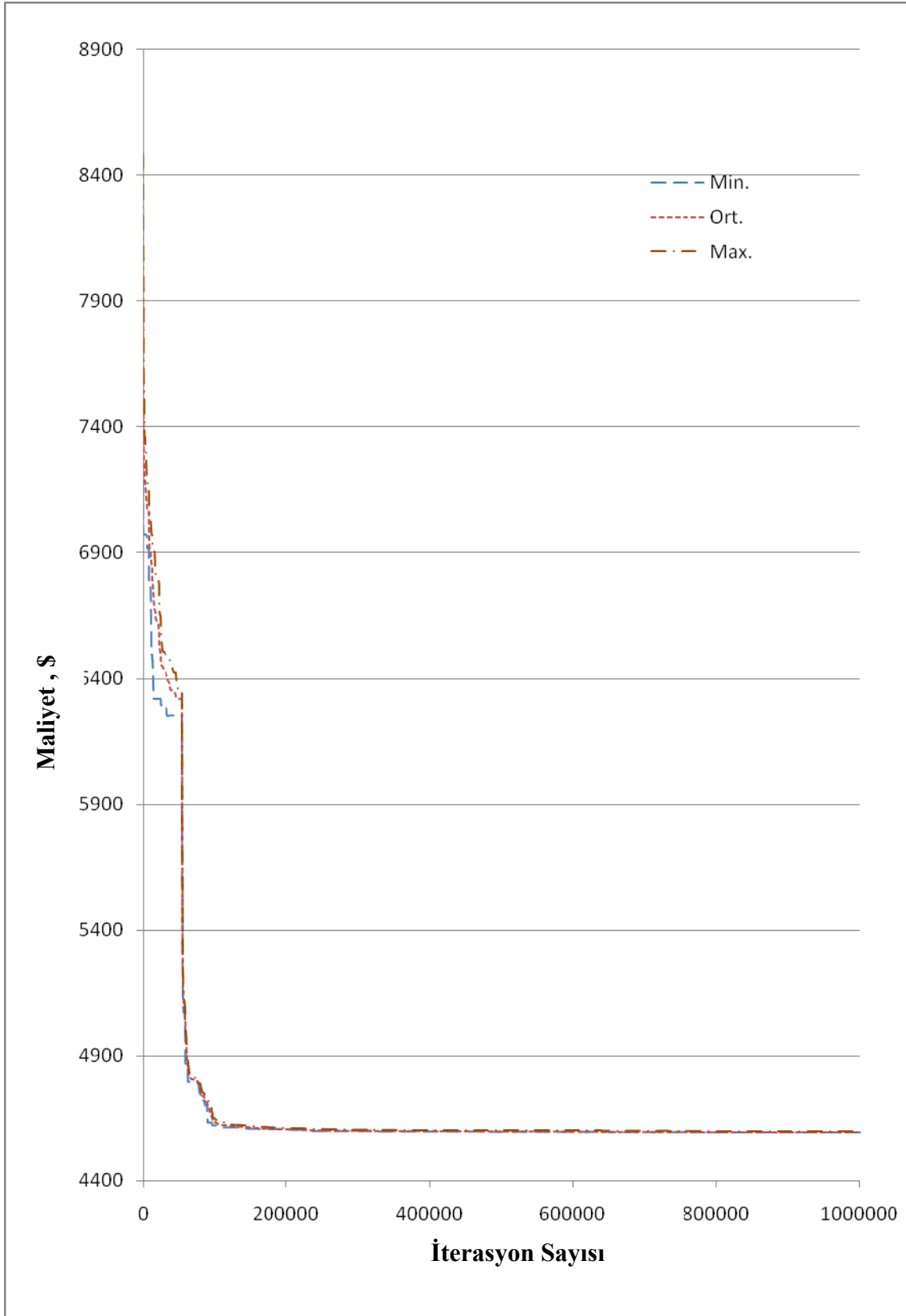
Örnek 2 Çerçeve Özellikleri	
Beton basınç dayanımı ,fc (N/mm ²)	30
Çelik akma dayanımı, fy(N/mm ²)	400
Paspayı , mm	50
Demirli beton birim hacim ağırlığı , kN/m ³	25
Kiriş grup sayısı	1
Kolon grup sayısı	2
Deprem Bölgesi	2.Derece
Ta	0.15
Tb	0.40
R	4
Ao	0.30
I	1
HMS	15
HMCR	0.65
PAR	0.45

Tablo-6.13 Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçeve örneği için kullanılan değerler

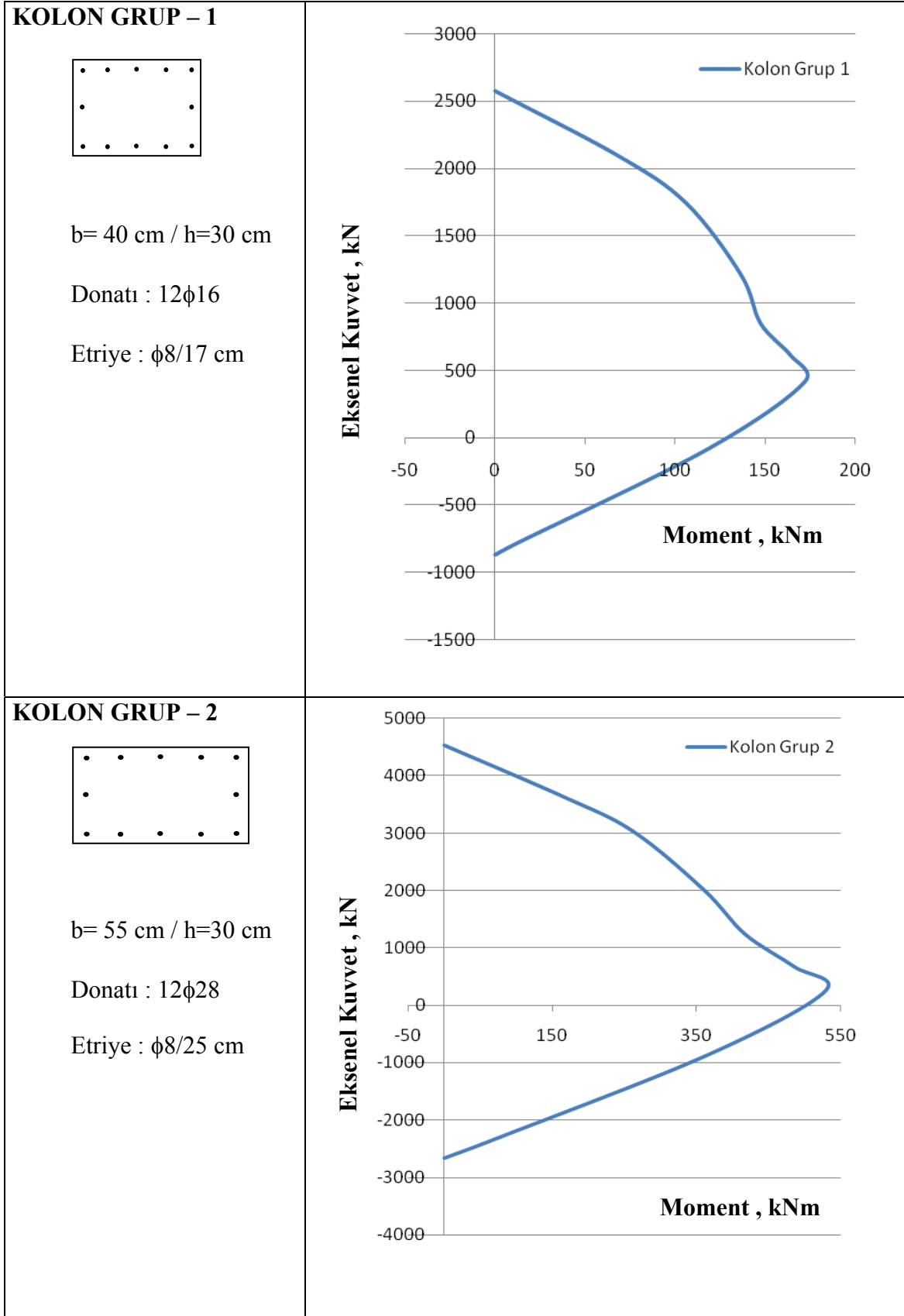
Örnek 3'de gösterilen çerçevenin ACI 318-05 ve TS500 şartnamelerine göre ayrı ayrı optimum tasarımları yapılmıştır. ACI 318-05'e göre yapılan optimum tasarımda çerçeve maliyeti 4589.98 \$ olarak elde edilmiş ve bu tasarımda bulunan kolon ve kiriş gruplarının optimum boyutları ve donatılandırmaları ile kolon P-M karşılıklı etki diyagramları Şekil-6.28-30 de verilmiştir. TS500 e göre yapılan optimum tasarımda çerçeve maliyeti 4832.96 \$ olarak elde edilmiş ve bu tasarımda bulunan kolon ve kiriş gruplarının optimum boyutları ve donatılandırmaları ile kolon P-M karşılıklı etki diyagramları Şekil-6.31-33 de verilmiştir.

Şekil-6.27 Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin boyutları, yüklenme durumu ve eleman gruplandırması



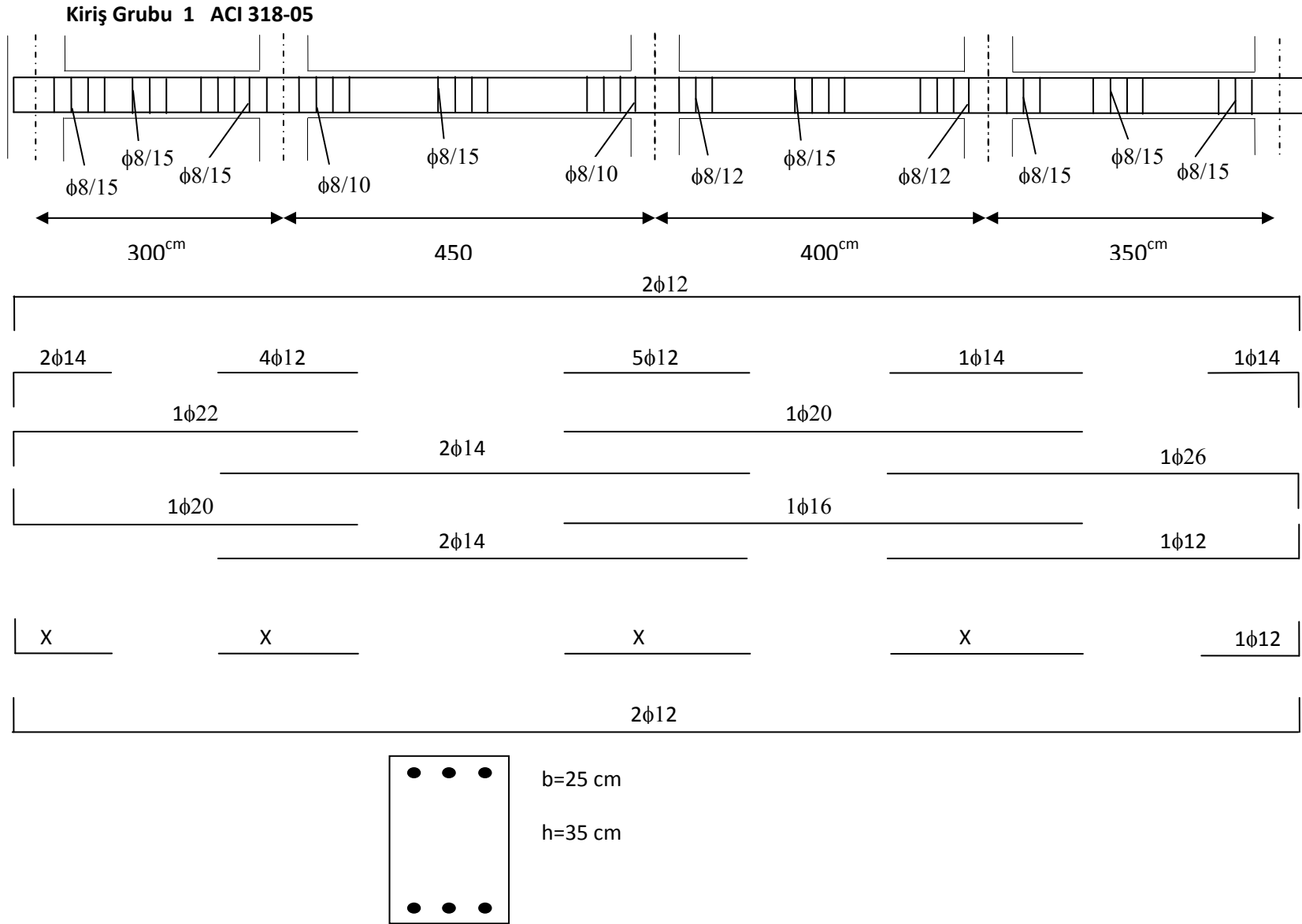


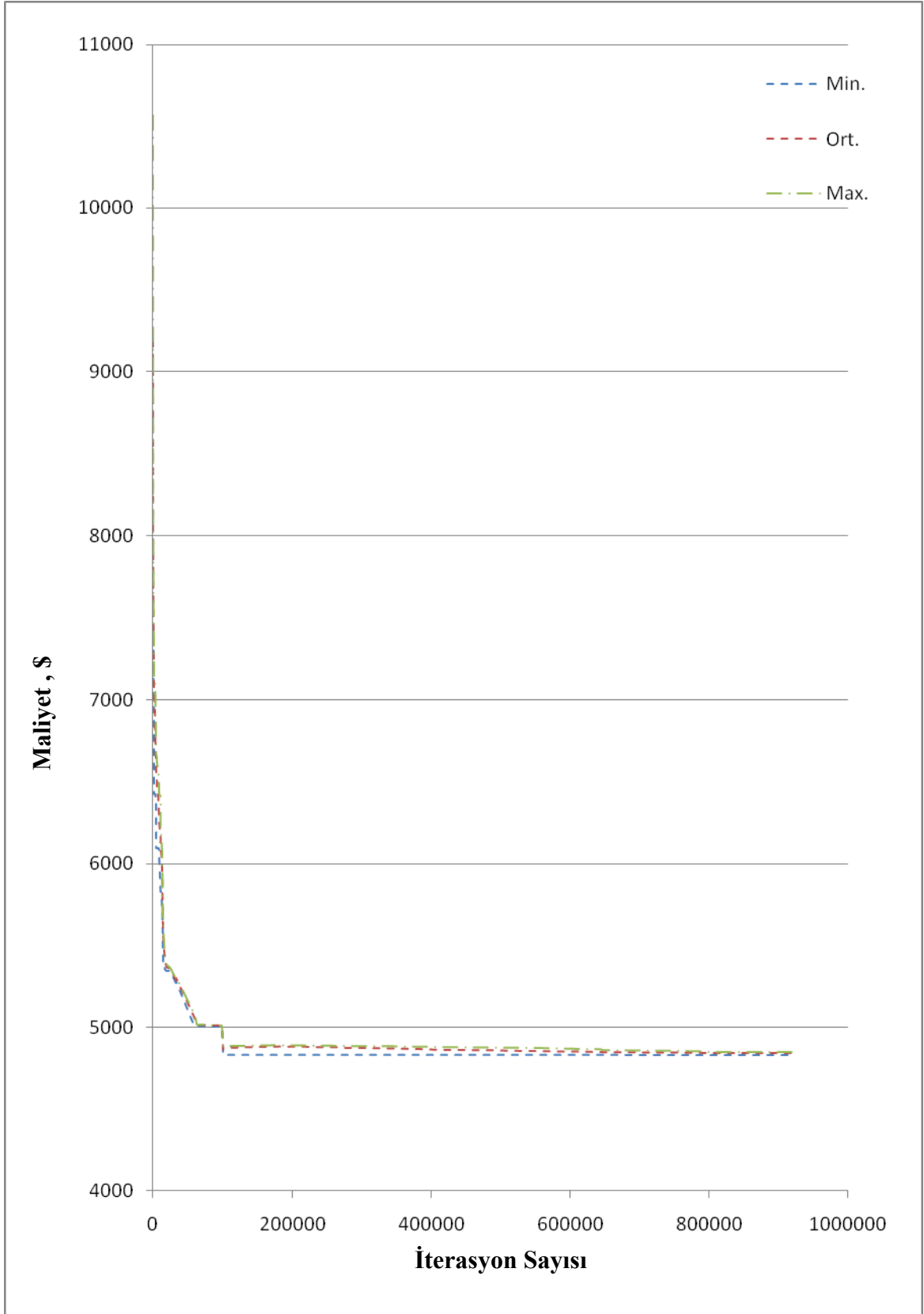
Şekil-6.28 Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi



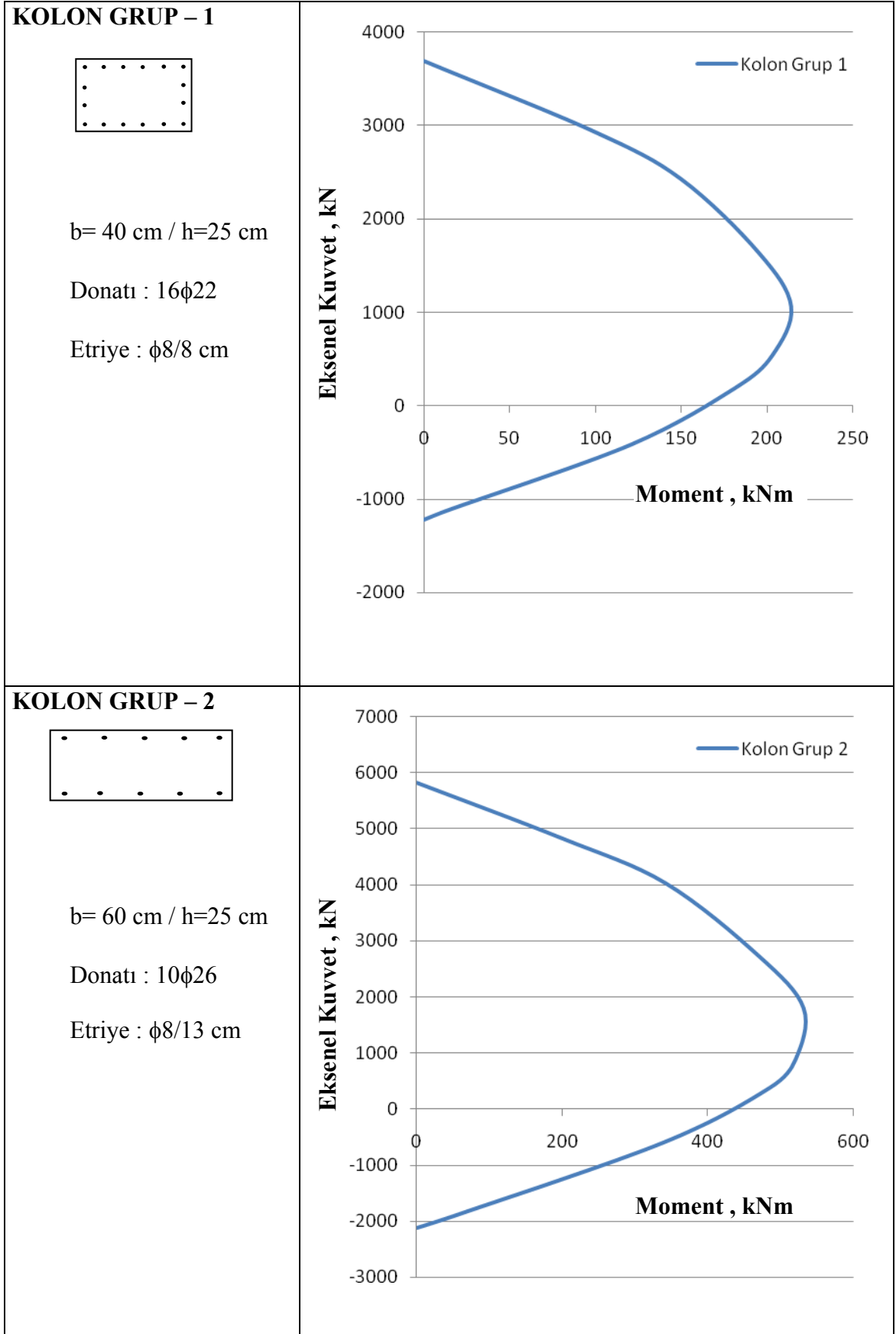
Şekil-6.29 Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü

Şekil-6.30 Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin ACI 318-05' e göre optimum tasarımında kiriş grubu 1 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma



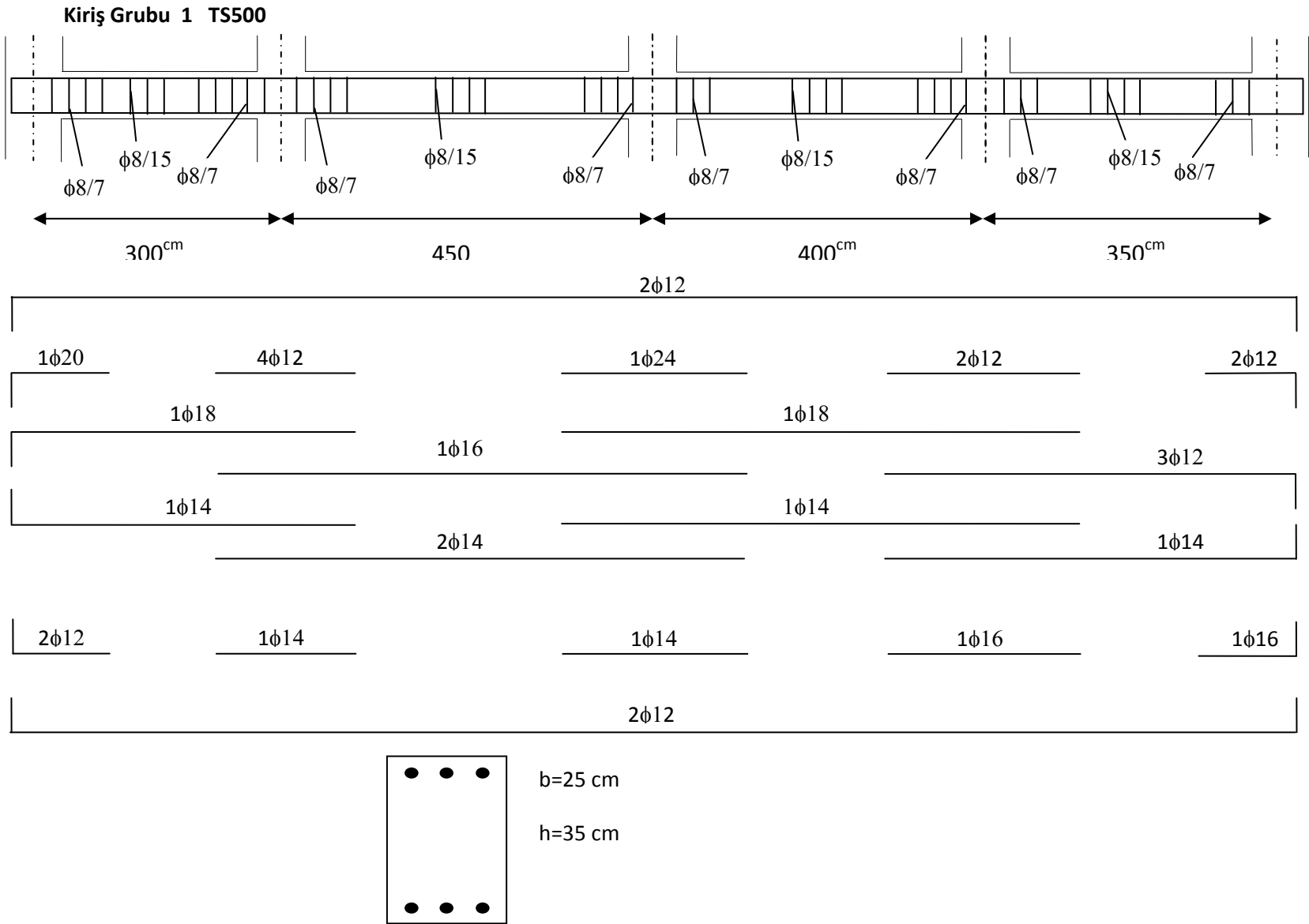


Şekil-6.31 Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin TS500'e göre optimum boyutlandırılmasında Harmoni Hafıza Matrisinde bulunan maliyetlerin değişimi



Şekil-6.32 Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin TS500' e göre optimum tasarımında kolon gruplarının boyutları ve taşıma gücü

Şekil-6.33 Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçevenin 'TS500' e göre optimum tasarrımında kiriş grubu 1 için elde edilen boyutlar ve donatılandırma



Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçeve örneğinde her bir kolon grubu için 5, her bir kiriş grubu için çerçevenin simetrik olmasına bağlı olarak 25 adet olmak üzere toplam 35 adet tasarım değişkeni ve çerçeve örneğinde bulunan kolon grup sayısı, kiriş grup sayısı, kolon sayısı ve kiriş sayısına bağlı olarak 643 adet sınırlayıcı kullanılarak optimum tasarımlar elde edilmiştir. Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçeve örneğinin, TS500 ve ACI 318-05'e göre yapılan optimum boyutlandırılmasında elde edilen optimum maliyetlerin dökümü Tablo-6.14 de ayrıntılı olarak verilmiştir.

		ACI 318-05		TS500	
		Miktar	Maliyet (\$)	Miktar	Maliyet (\$)
Beton	m ³	9.58	958.12	8.82	882.00
Kalıp ve İşçilik	m ²	101.25	2531.32	99.06	2476.50
İnşaat Demiri	kg	1100.53	1110.53	1474.46	1474.46
Toplam			4589.98 \$		4832.96 \$

Tablo-6.14 Üç katlı, dört açıklıklı betonarme çerçeve örneği için elde edilen optimum maliyetler

6.5. Sonuçlar :

Betonarme erevelerin ACI 318-05 ve TS500 artnamelerine göre optimum tasarımı yapan bir algoritma geliştirilmiştir. Bu algoritma optimum tasarımı harmoni arama yöntemini kullanarak elde etmektedir. Algoritmanın etkinliği seçilen uç betonarme çerçevenin optimum boyutlandırılmasında gösterilmiştir. Her bir örnekte geliştirilen algoritma optimum tasarımı kolaylıkla bulmuştur. Yapılan duyarlılık analizinde harmoni bellek satır sayısının 15 ile 20 , harmoni belleğini göz önüne alma katsayısının 0.60 ile 0.75 ve ince ayar katsayısının 0.40 ile 0.50 arasında seçilmesinin optimum sonuçların daha hızlı bir şekilde elde edilmesini sağladığı grlmştir. Dolayısıyla harmoni arama yönteminin değişken sayısı fazla olan betonarme kiriş ve kolonların optimum boyutlandırılması probleminin üzümünde etkinlikle kullanılabileceği açıkça görülmektedir.

Bu çalışmanın sonuçlarında görülen bir diğer husus TS500'e göre elde edilen optimum tasarımların maliyetlerinin ACI 318-05'e göre elde edilen optimum tasarımlara göre daha fazla olduğudur. Elde edilen optimum tasarımlar incelendiğinde her iki şartnameye göre elde edilen kolon ve kiriş boyutlarının birbirine yakın olmasına rağmen bu elemanlarda kullanılan inşaat demiri miktarlarının TS500'e göre elde edilen optimum tasarımlarda daha fazla olduğu grlmştir. Bu çalışmada incelenen 3 sayısal örnek gözönüne alındığında TS500'e göre elde edilen optimum tasarımlar ACI 318-05'e göre elde edilen optimum tasarımlara göre maliyet olarak %5 ile %15 oranında daha pahalıdır. Öte yandan her iki şartnameye göre elde edilen optimum tasarımlardaki kolon ve kiriş boyutlarının birbirlerine yakın olması nedeni ile elde edilen optimum çerçevelerin ağırlıklarının birbirine yakın olduğu ve bu ağırlıklar arasındaki farkın %1-%3 civarında olduğu grlmştir. Bu durum her iki şartnameye göre optimum tasarımlar elde edilirken deprem kuvvetlerinin birbirine yakın olmasını sağlamıştır. TS500'e göre elde edilen optimum tasarımların daha maliyetli olmasının bir diğer nedeni de TS500'de kullanılan yük kombinezonlarının, ACI318-05'de kullanılan yük kombinezonlarına göre daha büyük hesap kuvvetleri vermesidir. Özellikle TS500 de bulunan yk kombinezonlarından $1.4 \times G_{\text{sabit}} + 1.6 \times Q_{\text{hareketli}}$ olarak verilen yk kombinezonunda daha büyük hesap kuvvetleri oluşması nedeni ile daha yüksek dayanımlar elde edilmesi zorunluluğu doğmaktadır. Ülkemizin sahip olduğu inşaat teknolojisi göz önünde bulundurulduğunda daha güvenilir yapılar üretmek amacı ile ACI 318-05'e göre biraz daha maliyetli tasarımların elde edilmesi normal karşılanmalıdır.

KAYNAKLAR

1. COATES R.C., Coutine M. G. ve Kong F. K., *Structural Analysis* , 2nd Edition, Vokingham, Berks., Van Nostrand Reinhold, (1980)
2. MAJID K. I., *Optimum Design of Structures* , Butterworths, London, U. K. (1974).
3. ATREK E., Gallagher R. H., Ragsdell K. M. and Zienkewics O. C. (Eds), *New Directions in Optimum Structural Design* , Chichester, John Wiley & Sons, (1984).
4. ARORA J. S., *Introduction to Optimum Design* , McGraw-Hill, (1989).
5. HAFTKA R.T. and Gurdal Z., *Elements of Structural Optimization* , Kluwer Academic Publishers, The Netherlands, (1992).
6. KIRSCH U., *Structural Optimization* , Springer-Verlag, (1993).
7. ARORA J. S., *Guide to Structural Optimization* , ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 90, ASCE, New York, USA, (1997).
8. BELEGUNDI A.D., Chandrupath T. R., *Optimization Concepts and Application in Engineering* , Prentice-Hall Inc, (1999).
9. VENKAYYA V. B., Khot N. S. and Berke L., *Application of Optimality Criteria Approaches to Automated design of large Practical Structures* , Second Symposium on Structural Optimization, AGARD-CP-123, (1973) , pp:1-3 to 3-19.
10. SCHMIT L. and Fleury C., Discrete-Continuous Variable Structural Synthesis Using Dual Methods, *AIAA Journal*, 18, 1515-1524, (1980).
11. TEMPLEMAN A. B. and Yates D. F., A Sequential Method for Discrete Optimum Design of Structures, *Engineering Optimization*, 6, 145-155, (1983).
12. GRIERSON D. E. and Cameron G. E., *SODA-Structural optimization design and analysis* , Released 3.1 User manual, Waterloo Engineering Software, Waterloo, Canada, (1990).
13. SAKA M. P. Optimum Design of Nonlinear Space Trusses , *J. Computers and Structures*, Vol. 30, No. 3, pp: 545-551, (1988).
14. SAKA M. P. and Ulker M., Optimum Design of Geometrically Nonlinear Space Trusses , *J. of Computers and Structures*, Vol. 42, No. 3, pp: 289-299, (1992).
15. SAKA M. P. and Hayalioglu M. S., Optimum Design of Geometrically Nonlinear Elastic-Plastic Steel Frames , *J. Computers and Structures*, Vol. 38, No. 3, pp: 329-344, (1991).
16. HAYALIOGLU M. S. and Saka M. P., Optimum Design of Geometrically Nonlinear Elastic-Plastic Steel Frames with Tapered Members , *J of computers and Structures*, Vol. 44, No. 4, pp: 915-924, (1992).

17. SAKA M. P. and Kameshki E. S., Optimum Design of Nonlinear Elastic Framed Domes , *J. of Advances in Engineering Software*, Vol. 29, pp: 519-528, (1998).
18. SAKA M. P., *Optimum Design of Pin-Jointed Steel Structures with Practical Applications* , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 116,10,2599-2620, (1990)
19. SAKA M. P., Optimum Design of Multistory Structures with Shear Walls , *J. Computers and Structures*, Vol. 44, pp: 925-936, (1992).
20. SAKA M. P., Optimum Geometry design of Roof Trusses by Optimality criteria method , *J. computers and structures*, Vol:38, No. 1, pp: 83-92, (1991).
21. SAKA M. P., Optimum Design of Steel Frames with Tapered Members , *J. Computers and Structures*, Vol. 63, pp: 797-811, (1997).
22. SAKA M. P. and E. S. Kameshki, Optimum Design of Unbraced Rigid Frames , *J. Computers and Structures*, Vol. 69, pp: 433-442, (1998).
23. AL-MOSAWI S. and Saka M. P., Optimum Design of Single Core Shear Walls , *J. of Computers and Structures*, Vol. 71, pp: 143-162, (1999).
24. AL-MOSAWI S. and Saka M. P., Optimum Shape Design of Cold-Formed Thin-Walled Steel Sections , *Advances in Engineering Software*, Vol. 31, pp: 851-862, (2000).
25. SOEGIARSO R. and Adeli H., Optimum Load and Resistance Factor Design of Steel Space-Frame Structures , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 123, 2, 184-192, (1997).
26. HORST R. and Pardolos P. M., (Editors), *Handbook of Global Optimization* , Kluwer Academic Publishers, (1995).
27. HORST R. and Tuy H., *Global Optimization; Deterministic Approaches* , Springer, (1995).
28. SAKA M.P., *Optimum Design of Steel Frames using Stochastic Search Techniques Based on Natural Phenomena: A Review* , Chapter 6, in a book titled *Civil Engineering Computations: Tools and techniques* , Edited by B. H. V. Topping, Saxe-Coburgh Publications, UK, (2007) , pp:105-147.
29. HOLLAND J. H., *Adaptation in Natural and Artificial systems* , Ann Arbor, The University of Michigan Press, (1975).
30. GOLDBERG D. E., *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning* , Addison Wesley, (1989)
31. GEN M. and Cheng R., *Genetic algorithm and Engineering Design* , John Wiley & Sons, (2000).

32. PEZESHK S. and Camp C. V., *State of the Art on the Use of Genetic Algorithms in Design of Steel Structures* , Recent Advances in Optimal Structural Design, Ed.: S. A. Burns, ASCE, (2002) , pp: 55-80.
33. GOLDBERG D. E. and Santani M. P., *Engineering Optimization via Genetic Algorithm* , Proceedings of 9th Conference on Electronic Computation, ASCE, New York, USA, (1986) pp: 471-482,.
34. JENKINS W. M., Towards Structural Optimization via Genetic Algorithm , *J. of Computers and Structures*, Vol. 40, No. 5, pp: 1321-1327, (1991).
35. JENKINS W. M., Structural Optimization via the Genetic Algorithm , *The Structural Engineer*, vol. 69, No. 24, pp: 418-422, London, UK, (1991).
36. HAJELA P., Stochastic Search in Structural Optimization: Genetic Algorithms and Simulated Annealing , Chapter 22, (1992),pp: 611-635.
37. ADELI H. and Cheng N. T., Integrated Genetic Algorithm for Optimization of Space Structures , *J. Aeronautical Engineering*, Vol. 6, No4, pp: 315-328, (1993)
38. ADELI H. and Cheng N. T., Augmented Lagrangian Genetic Algorithm for Structural Optimization , *J. Structural Engineering*, ASCE, Vol. 7, No. 3, pp: 104-118, (1994).
39. ADELI H. and Cheng N. T., Concurrent Genetic Algorithm for Optimization of Large Structures , *J. Aeronautical Engineering*, Vol. 7, No. 3, pp: 276-296, (1994).
40. RAJEV S. and Krishnamoorthy C. S., Discrete Optimization of Structures Using Genetic Algorithms , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp: 1233-1250, (1992).
41. RAJAN S. D., Sizing, Shape and Topology Design Optimization of Trusses Using Genetic Algorithms , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, No. 121, No. 10, pp: 1480-1487, (1995).
42. CAMP C. V., Pezeshk S. and Cao G., *Design of Framed Structures Using a Genetic Algorithm* , Advances in Structural Optimization, Ed. D. M. Frangopol and F. Y. Cheng, ASCE, NY, (1997) , pp: 19-30.
43. CAMP C. V., Pezeshk S. and Cao G., *Optimized Design of Two-Dimensional Structures Using a Genetic Algorithm* , *J. of Structural Engineering* ASCE, Vol. 124, No. 5, pp: 551-559, (1998)
44. LEITE J. P. and Topping B.H.V., Improved Genetic Operators of Structural Engineering Optimization , *Advances in Engineering Software*, Vol. 29, No. 7/9, PP: 529-562, (1998).
45. SAKA M. P., Optimum Design of Grillage Systems Using Genetic Algorithms , *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 13, pp: 297-302, (1998).
46. SAKA M. P. and Kameshki E., *Optimum Design of Multi-Story Sway Steel Frames to BS5950 Using a Genetic Algorithm* , Advances in Engineering Computational

- Technology, Ed. B.H.V. Topping, Civil-Comp Press, Edinburgh, UK, (1998) , pp: 135-141.
47. WELDALÍ S.H. and Saka M.P., Optimum Geometry and Spacing Design of Roof Trusses Based on BS5950 Using Genetic Algorithm , *Design Optimization: International Journal for Product and Process Improvement*, Vol. 1, No. 2, pp: 198-219,(1999)
 48. SAKA M. P., Daloglu A. and Malhas F., *Optimum Spacing Design of Grillage Systems Using a Genetic Algorithm* , *Advances in Engineering Software*, Vol. 31, pp: 863-873, (2000).
 49. KAMESHKÍ E. S. and Saka M. P., *Genetic Algorithm Based Optimum Bracing Design of Non-Swaying Tall Plane Frames* , *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, pp: 1081-1097, (2001).
 50. KAMESHKÍ E. S. and Saka M. P., *Optimum Design of Nonlinear Steel Frames with Semi-Rigid Connections Using a Genetic Algorithm* , *J. Computers and Structures*, Vol. 79, pp: 1593-1604, (2001).
 51. KAMESHKÍ E. S. and Saka M. P., *Genetic Algorithm Based Optimum Design of Nonlinear Planer Steel Frames with Various Semi-Rigid Connections* , *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 59, pp: 109-134, (2003).
 52. PEZESHK S., Camp C. V. and Chen D., *Design of Nonlinear Framed Structures Using Genetic Optimization* , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 3, pp: 382-388, (2000).
 53. CAMP C. V., Pezeshk S. and Hansson H., *Flexural Design of Reinforced Concrete Frames Using a Genetic Algorithm* , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 1, pp: 105-115, (2003).
 54. KÍRKPATRÍCK S., Gellatly C. D. and Vecchi M. P., *Optimization by Simulated Annealing* , *Science*, 220, 671-680, (1983).
 55. DEĞERTEKÍN S. Ö., *A Comparison of Simulated Annealing and Genetic Algorithm for Optimum Design of Nonlinear Steel Space Frames* , *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Doi: 10.1007/s00158-007-0096-4, (2007)
 56. BALLÍNG R. J., *Optimal Steel Frame Design by Simulated Annealing* , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117, 1780-1795, (1991)
 57. MAY S. A. and Balling R. J., *A Filtered Simulated Annealing for Discrete Optimization of a 3D Steel Frameworks* , *Structural Optimization*, 4, 142-148, (1992).
 58. COLORNÍ A., Dorigo M. and Maniezzo V., *Distributed optimization by Ant Colony* , *Proceedings of First European Conference on Artificial Life* , U.S.A.,(1991) , 134-142.
 59. DORÍGO M., *Optimization, Learning and Natural Algorithms* , PhD Thesis, Dipartimento Elettronica e Informazione, Politecnico di Milano, Italy, (1992)

60. DORÍGO M. and Stützle T., *Ant Colony Optimization* , A Bradford Book, Massachusetts institute of Technology, U.S.A., (2004).
61. CAMP C. V. and Bichon B. J., Design of Space Trusses Using Ant Colony Optimization , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 130, 5, 741–751, (2004).
62. CAMP C. V., Bichon J. B. and Stovall S. P., Design of Steel Frames Using Ant Colony Optimization , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131, 3, 369-379, (2004).
63. KAVEH A. and Shojaee S., Optimal Design of Skeletal Structures Using Ant Colony Optimization , *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 70, 563-581, (2007).
64. KAVEH A., Hassani B., Shojaee S. ve Tavakkoli S. M., Structural Topology Optimization using Ant Colony Methodology , *Engineering Structures*, 30, 9, 2559-2565, (2009)
65. GEEM Z.W. and Kim J.H., A New Heuristic Optimization Algorithm: Harmony Search , *Simulation*, 76, 60-68, (2001)
66. GEEM Z.W. and Kim J.H. and Loganathan G.V., Harmony Search Optimization: Application to Pipe Network Design , *International Journal of Modeling and Simulation*, 22, 125-133, (2002).
67. LEE K.S. and Geem Z.W., A New Structural Optimization Method Based on Harmony Search Algorithm *Computers and Structures*, 82, 781-798, (2004).
68. LEE K. S. and Geem Z. W., A new Meta-Heuristic Algorithm for Continuous Engineering Optimization: Harmony Search Theory and Practice , *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 194, 36-38, 3902-3933, (2005).
69. GEEM Z. W., Optimal Cost Design of Water Distribution Networks using harmony Search , *Engineering Optimization*, Vol. 38, 259-280, (2006).
70. GEEM Z. W., *Improved Harmony Search from Ensemble of Music players* , Lecture Notes in Artificial Intelligence, 4251, 86-93, (2006).
71. HE S., Prempain E. and Wu Q. H., An improved Particle Swarm Optimizer for Mechanical design Optimization Problems *Engineering optimization*, Vol. 36, No 5, 585-605, (2004).
72. ERDAL F., *Optimum Design of Grillage Systems Using Harmony Search Algorithm* , MSc Thesis, Engineering Sciences Department, Middle East Technical University, (2007).
73. LEE K. S., and Geem Z. W. *The Harmony Search Algorithm for Discrete Structural Optimization* , *Engineering Optimization*, Vol. 37, 663-684, (2005).
74. DEB K., Optimal Design of A Welded Beam Via Genetic Algorithms , *AIAA Journal*, Vol. 29, 11, 2013-2015, (1991).

75. Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, AISC, American Institutes of Steel Construction, SA, (1986).
76. TS 648, Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standardları Enstitüsü, (1980).
77. British Standards, BS5950, Structural Use of Steelworks in Buildings, Part 1, Code of Practice for Design in Simple and Continuous Construction, Hot Rolled Sections, British Standards Institution, London, UK, (2000)
78. Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design, 9th edition, AISC, American Institutes of Steel Construction, Inc, Chicago, Illinois, USA, (1989).
79. ASCE 7-05, Minimum Design Loads for Building and Other Structures , (2005).
80. W. McGuire, Steel Structures , Prentice-Hall, (1968).
81. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik – (2007)
82. ACI 318-05(Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary)- (2005)
83. TS 500/Şubat 2000 - Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
84. ZIELINSKI Z.A., Long W., and Troitsky M.S. Designing Reinforced Concrete Short-tied Columns Using the Optimization Technique, *ACI Structural Journal*, 92 (5), 619-626, (1995).
85. GOVINDARAJ V., Ramasamy J.V., Optimum detailed design of reinforced concrete frames using genetic algorithms , *Engineering Optimization* , 39 (4) , 471 – 494, (2007).
86. FRIEL L., Optimum Singly Reinforced Concrete Sections, *ACI J.*, 71 (11), 556–564, (1974).
87. CHOU T., Optimum Reinforced Concrete T-beam Sections, *J Struct Div.*, 103 (8) 1605-1622, (1977).
88. KIRSCH U., Multilevel Optimum Design of Reinforced Concrete Structures, *Eng. Optimization*, 6 (4), 207–219, (1983).
89. LAKSHMANAN N., Parameswaran VS., Minimum Weight Design of reinforced concrete sections for flexure, *IE (I) J.*, 66, 92–8 , (1985).
90. PRAKASH A., Agarwala S.K., Singh K.K., Optimum Design of Reinforced Concrete Sections, *Computers and Structures*, 30(4), 1009–11, (1988).
91. KANAGASUNDRAM S., Karihaloo B.L., Minimum Cost design of Reinforced Concrete Structures, *Computers and Structures*, 41(6):1357–64, (1991).
92. KANAGASUNDRAM S., Karihaloo B.L., Minimum Cost Reinforced Concrete Beams and Columns, *Computers and Structures*, 41 (3), 509–18, (1991).

93. CHAKRABARTY B.K., Models for Optimal Design of Reinforced Concrete Beams, *Computers and Structures*, 42 (3), 447–51,(1992).
94. Al-Salloum YA, Siddiqi GH. Cost Optimum Design of Reinforced Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, 91 (6), 647–55,(1994).
95. COELLO CA., Christiansen AD., Santos Hernandez F., A Simple Genetic Algorithm for the Design of Reinforced Concrete Beams, *Engineering and Computers*,13, 185–96, (1997).
96. KOUMOUSIS VK., Arsenis SJ., Genetic Algorithms in Optimal Detailed Design of Reinforced Concrete Members, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 13, 43–52, (1998).
97. GOVINDARAJ V., Ramasamy J.V., Optimum Detailed Design of Reinforced Concrete Continuous Beams Using Genetic Algorithms, *Computers and Structures*, 84, 34–15, (2005).
98. FADAEE, M.J., Grierson, D.E., Design Optimization of 3D Reinforced Concrete Structures. *Structural Optimization*, 12, 127–134, (1996).
99. CHOI, C., Kwak H., Optimum RC Member Design With Predetermined Discrete Sections, *Journal of Structural Engineering*, 116 (10), 2634–2655, (1990).
100. JENKINS, W. M., Structural Optimization With The Genetic Algorithm, *Structural Engineering*, 69 (24), 418–422, (1991).
101. RAJEEV, S., and Krishnamoorthy, C. S., Discrete Optimization of Structures Using Genetic Algorithms, *Journal of Structural Engineering*, 118 (5),1233–1250, (1992).
102. KOUMOUSIS, V. K., and Arsenis , S. J., Genetic Algorithms in a Multi-criterion Optimal Detailing of Reinforced Concrete Members, *Advances in structural optimization, CIVIL-COMP Ltd, Edinburgh, Scotland*, 233–240, (1994).
103. CHENG, F. Y., and Li, D., Multiobjective Optimization Design With Pareto Genetic Algorithm, *Journal of Structural Engineering*, 123(9), 1252–1261, (1997).
104. BALLING, R. J., Yao, X., Optimization of Reinforced Concrete Frames, *Journal of Structural Engineering*, 123 (2), 193–202, (1997).

TÜBİTAK
PROJE ÖZET BİLGİ FORMU

Proje No: 106M490
Proje Başlığı: Betonarme ve Çelik Yapıların Deprem Yüklerinin de Göz Önüne Alınarak Optimum Boyutlandırılması
Proje Yürütücüsü ve Araştırmacılar: Prof. Dr. Mehmet Polat SAKA, Alper AKIN – İbrahim AYDOĞDU
Projenin Yürütüldüğü Kuruluş ve Adresi: Orta Doğu Teknik Üniversitesi – Mühendislik Bilimleri Bölümü, ODTÜ Mühendislik Merkez Binası Kat:8 No:803 06531 Çankaya/ANKARA
Destekleyen Kuruluş(ların) Adı ve Adresi:
Projenin Başlangıç ve Bitiş Tarihleri: 01.02.2007–01.10.2009
Öz (en çok 70 kelime) Projede çelik yapıların TS 648, ASD-AISC ve LRFD-AISC şartnamelerinde ve betonarme yapıların da TS 500 ve ACI 318-08 şartnamelerinde belirtilen sınırlamaları göz önüne alarak minimum maliyetli optimum boyutlandırılmasını yapan bir algoritma geliştirilmiştir. Ek olarak TDY ve diğer uluslararası şartnamelerde verilen deprem yükleride göz önüne alınmıştır. Bu şekilde formüle edilen optimum boyutlandırma problemi ayrık değişkenli linear olmayan programlama problemine dönüşmektedir. Bu probleminin çözümü değişik stokastik arama yöntemleri ile yapılmış ve elde edilen optimum sonuçlar birbirleri ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca seçilen örneklerde TS ye göre yapılan optimum boyutlandırma diğer uluslar arası şartnamelere göre yapılan optimum boyutlandırılmalarda elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.
Anahtar Kelimeler: çelik ve betonarme çerçevelerin optimum boyutlandırılması, stokastik arama yöntemleri, harmoni arama yöntemi, karınca kolonisi algoritması, metal tavlama algoritması, genetik algoritma, minimum maliyetli yapı boyutlandırılması
Fikri Ürün Bildirim Formu Sunuldu mu? Evet <input type="checkbox"/> Gerekli Değil <input type="checkbox"/> Fikri Ürün Bildirim Formu'nun tesliminden sonra 3 ay içerisinde patent başvurusu yapılmalıdır.
Projeden Yapılan Yayınlar: <ol style="list-style-type: none">1. I. Aydoğdu and M. P. Saka, "Ant colony optimization of irregular steel frames including effect of warping", Civil-Comp 09, Proceedings of The Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Paper No:69, 1-4 september, 2009, Madeira, Portugal. (Basıldı)2. 1 de belirtilen bildiri genişetilerek aynı başlıkla Computers and Structures, An International Journal'a gönderilmiş ve hakem incelemesi safhasına alınmıştır.3. A. Akın and M. P. Saka, "Optimum Detailed Design of RC Continuous Beams Using Harmony Search Algorithm", The Tenth International Conference on Computational Structures Technology, 14-17 september 2010, Valencia, Spain. (Abstract sunulmuş ve konferans hakem kurulu incelemesine alınmıştır)4. A. Akın and M. P. Saka, "Optimum Design of RC Column Sections Subjected to Axial Force and Uniaxial/Biaxial Bending Using Harmony Search Algorithm", 9th International Congress on Advances in Civil Engineering, 27-30 September 2010, Karadeniz Technical University, Trabzon, Turkey. (Abstract sunulmuş ve konferans hakem kurulu incelemesine alınmıştır)5. I. Aydoğdu ve M. P. Saka, "Optimum design of steel space frames to LRFD-AISC using

harmony search algorithm". **(Makale yazım aşamasındadır. Önümüzdeki günlerde SCI kapsamındaki uluslararası bir dergiye gönderilecektir.)**

6. A. Akın ve M. P. Saka, "Optimum design of reinforced concrete frames to ACI 318-05 using harmony search algorithm". **(Makale yazım aşamasındadır Önümüzdeki günlerde SCI kapsamındaki uluslararası bir dergiye gönderilecektir.)**